

Neue Bezeichnung: INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU

DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG

DIREKTOREN: PROF. DR.-ING. K. KORDINA · PROF. DR.-ING. F. S. ROSTÁSY

30-0044/001
30-0044

Verhalten von Stahlbetonstäben unter
langandauerndem zentrischen bzw.
exzentrischen Zug

Bericht verfaßt von

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

Dipl.-Ing. Björn Svensvik

Braunschweig, den 15.12.79

Postsendungen:
Beethovenstraße 52, 3300 Braunschweig
Erfüllungsort und Gerichtsstand Braunschweig

Fernsprecher: (05 31) 391 22 81

Fernschreiber: 9 52 690 1bstb d
Telegraphendresse: MPA Braunschweig

Zur Vermeidung von Verzögerungen wird dringend gebeten, Zuschriften nur an das Institut zu richten, nicht aber an einzelne Mitarbeiter.

V o r w o r t

Die im folgenden berichtete Forschungsarbeit wurde unter dem Arbeitstitel "Rißbildung in Stahlbetontragwerken unter langandauerndem Zwang" aus den Mitteln des Zahlenlottos des Landes Niedersachsen gefördert (s. Erlaß des MWK vom 21.06.77, AZ 2012 BV 4e-13/77). Hierfür möchten sich die Verfasser sehr herzlich bedanken.

INHALTSVERZEICHNIS

1. EINLEITUNG

- 1.1. Problemstellung
- 1.2. Versuchsprogramm

2. VERSUCHSKÖRPER

3. BAUSTOFFE

- 3.1. Zement
- 3.2. Zuschläge
- 3.3. Beton
- 3.4. Betonstahl

4. VERSUCHSAUFBAU

5. VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

- 5.1. Messungen
- 5.2. Ablauf bei Versuchskörper DK 1
- 5.3. Ablauf bei Versuchskörper DK 2
- 5.4. Ablauf bei Versuchskörper DK 3
- 5.5. Ablauf bei Versuchskörper DK 4
- 5.6. Rechenwerte
 - 5.6.1. Zentrisch gezogene Stäbe DK 1, DK 2 und DK 4
 - 5.6.2. Exzentrisch gezogener Körper DK 3

6. VERSUCHSERGEBNISSE

- 6.1. Dehnungsverhalten
- 6.2. Rissentwicklung
- 6.3. Steifigkeit

7. ZUSAMMENFASSUNG

8. LITERATURVERZEICHNIS

9. BILDER UND TABELLEN

1. EINLEITUNG

1.1. Problemstellung

In einem statisch unbestimmten Tragwerk aus Stahlbeton können infolge von lastunabhängigen Beanspruchungen - verursacht durch Stützensenkungen, Temperaturunterschiede und Schwinden - Zwangsschnittgrößen entstehen, weil das Tragwerk den lastfreien Verformungen nicht "zwanglos" folgen kann.

Die Folge dieser sehr häufig bewußt oder unbewußt unberücksichtigten Zwangsschnittgrößen sind oft klaffende Risse, die das Aussehen und die Dauerhaftigkeit unserer Tragwerke beeinträchtigen.

Das rechnerische und wirklichkeitsnahe Erfassen des Zwanges erfordert die Kenntnis der Dehn- und Biegesteifigkeiten des Tragwerkes im Zustand II, da sich die Größe des Zwanges proportional zur Steifigkeit einstellt. Es ist zur Sicherung der Gebrauchsfähigkeit unserer Tragwerke unbedingt erforderlich, die infolge von Zwang oder infolge von Zwang in Kombination mit äußerer Last entstehenden Risse maßvoll schmal zu halten, um der Korrosion der Bewehrung wirkungsvoll vorzubeugen.

Die Notwendigkeit der besseren Erforschung des Zwangsverhaltens wurde erkannt; es entstanden bis heute eine Reihe grundlegender Arbeiten [1 bis 8], die sich aber allesamt nur mit dem plötzlich entstehenden und nur kurzzeitig einwirkenden Zwang befassen, wie er z.B. bei einer raschen Temperaturänderung entsteht. In der Praxis hingegen wirkt der Zwang meist lange ein, denken wir nur an Stützensenkungen. Die im folgenden berichtete Forschungsarbeit setzt an diesem Punkt an und hat zum Ziel, einen Beitrag zur Erforschung des Zeiteinflusses auf die Zwangwirkung zu leisten.

Am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig ist eine Versuchsreihe an Balken unter langandauernder Biegezwangbeanspruchung durchgeführt worden [9]. Um von den wenigen Versuchen zu allgemeinen Aussagen über ein Langzeit-Biegezwangverhalten zu gelangen, war es notwendig, mit einfachen und definierten Grundsatzversuchen jene Zusammenhänge aufzuspüren, die sich einander überlagernd beim Zwang abspielen.

Die Grundsatzversuche dieses Berichts wurden an mittig und ausmittig beanspruchten Dehnkörpern durchgeführt. Die Dehnkörper wurden unterschiedlich hohen Dauerstandslasten im Zustand II unterworfen. Ziel der Untersuchungen war es, das last- und zeitabhängige Dehn- und Rißverhalten zu studieren, um hieraus Schlüsse auf den Einfluß der Zeit bei Zwang ziehen zu können.

1.2. Versuchsprogramm

In einem Stahlbetonbiegetragwerk unter langandauerndem Biegezwang, z.B. infolge Setzung, laufen eine Reihe komplexer Vorgänge ab, die die Biegesteifigkeit beeinflussen. Der Beton der Druckzone kriecht; im Verbundbereich Stahl-Beton in der Zugzone wird ein Verbundkriechen einsetzen ebenso wie gezogene Betonbereiche zwischen Rissen einem Zugkriechen ausgesetzt sind. Die genannten Vorgänge laufen gleichzeitig, gekoppelt und nicht separierbar ab.

Unter der Voraussetzung, daß das Kriechen der Betondruckzone nach bekannten Ansätzen erfaßbar ist, verbleibt das Verhalten der Zugzone ungeklärt.

Die Dehnstäbe stellen Ausschnitte aus der Zugzone dar. Dabei wurden zum einen Dehnstäbe zentrisch, zum anderen exzentrisch gezogen. Beim exzentrisch gezogenen Dehnkörper lag die Zugresultierende in Höhe der einseitigen Stahlfaser, womit die Zugzone eines Biegebalkens simuliert wurde. Die Dehnstäbe wurden Dauerstandbelastungen über rd. 4 Monate unterworfen, die Bild 5.1 zeigt. Bei einem gewählten Stabdurchmesser \emptyset 10 mm IIIK wurde die Bewehrungsmenge und -anordnung variiert. Das Augenmerk der Untersuchung war auf die zeitabhängige Entwicklung der Rißzahl und -breiten gerichtet. Die Versuche sollen einen Grundlagenbeitrag zur Formulierung des Verbundkriechens liefern.

2. VERSUCHSKÖRPER

Die Dehnkörper besaßen einen Rechteckquerschnitt von $b/d = 20/20$ cm. Die Gesamtlänge der Körper betrug 3,84m, wovon die mittleren 2,50 m als Meßlänge dienten (s. Bild 2.1).

Tab. 2.1 gibt eine Übersicht über die Dehnkörper. Die Dehnkörper DK 1 und DK 2 wurden mit einer Bewehrung bestehend aus 4 Eckstäben, Durchmesser 10 mm versehen, was einer Bewehrungsmenge von 0,8 % entspricht. Der Dehnkörper DK 3 wurde mit 4 Stäben, Durchmesser 10 mm,

exzentrisch bewehrt. Für den Dehnkörper DK 4 wurde die doppelte Bewehrungsmenge $\mu = 1,6 \%$ und der gleiche Bewehrungsdurchmesser gewählt. Es wurden 8 Stäbe, Durchmesser 10 mm, gleichmäßig über den Umfang verteilt, eingelegt. Auf eine Bügelbewehrung wurde bewußt verzichtet, um ein Vorzeichnen der Risse zu vermeiden.

Die Dehnkörper wurden liegend hergestellt. Es wurde ein Normalbeton B 25 angestrebt. Betonstahl der Güte BST 420/500 RK wurde verwendet.

3. BAUSTOFFE

3.1. Zement

Zur Verwendung gelangte ein Portlandzement PZ 35 F. Es wurde eine Zementprüfung nach DIN 1164 durchgeführt, deren Ergebnisse in den Tab. 3.1 und 3.2 aufgeführt sind.

3.2. Zuschläge

Die Betonzuschläge stammten aus zwei verschiedenen Gruben aus dem Braunschweiger Raum: Korngruppe 0/1 mm aus Abbesbüttel und die Korngruppe 0/16 aus Sonnenberg. Die Sieblinien und Durchgangs-Prozentzahlen sind in den Tab. 3.3 und 3.4 angegeben.

Das Ergebnis einer petrographischen Analyse der Zuschlagstoffe ist in Tab. 3.5 enthalten.

3.3 Beton

Für alle Versuchskörper wurde die gleiche Betonzusammensetzung verwendet, die in Tab. 3.6 angegeben ist. Es wurde ein Beton B 25 angestrebt.

Die Betonverdichtung erfolgte durch Innenrüttler, die Verdichtungszeit betrug 30 s. Sämtliche Dehnkörper und Probekörper lagerten die ersten 7 Tage nach dem Betonieren unter feuchten Tüchern und anschließend im Normklima 20/65. Die Dehnkörper DK 1 und DK 2 bzw. DK 3 und DK 4 und die zugehörigen Probekörper wurden jeweils am gleichen Tag betoniert.

Die Festigkeitseigenschaften des Betons wurden an folgenden Probekörpern geprüft:

a) Würfeldruckfestigkeit an 20 cm-Würfeln;

- b) Prismendruckfestigkeit an Prismen 15/15/70 cm;
- c) Spaltzugfestigkeit an Zylindern $\emptyset/h = 15/30$ cm;

Die Prüfungen erfolgten i.d.R. im Alter von 8,28 und 120 d. Der Elastizitätsmodul wurde in Anlehnung an DIN 1048 an Prismen 15 x 15 x 70 cm³ im Alter von 28 und 120 Tagen gemessen. Die Mittelwerte der Ergebnisse sind in Tab. 3.7 zusammengestellt.

Da es sich hier um Langzeitversuche handelte, war es notwendig, das Schwind- und Kriechverhalten des Betons zu erfassen. Hierzu wurden zylindrische Prüfkörper \emptyset 20 cm, h = 80 cm gewählt.

Dabei wurde für die Auswertung vorausgesetzt, daß vom gemessenen Druckkriechen auf das in den Dehnkörpern ablaufende Zugkriechen geschlossen werden kann. Die Prüfung erfolgte in einem Prüfrahmen, der die Belastung von jeweils 2 übereinanderstehenden Zylindern erlaubt. Die Belastung erfolgte hydraulisch, die Konstanthaltung über Preßluft.

Bei jeder der beiden Betonherstellungen wurden jeweils zwei Schwind- und zwei Kriechkörper hergestellt, die dann entsprechend DK 1 und DK 2, bzw. DK 3 und DK 4 zuzuordnen sind.

Die Dehnungen wurden an vier gegenüberliegenden Meßstrecken mit 50 cm Basislänge mit einem Setzdehnungsmesser gemessen. Die Kriechkörper wurden im Alter von 28 d mit einer konstanten Druckspannung entsprechend einem Drittel der Prismenfestigkeit über vier Monate belastet. Die Prüfkörper lagerten wie die Dehnkörper im Normklima 20/65. Nach Beendigung der Versuche wurden auch diese Prüfkörper zum Bruch gebracht. Die Versuchsergebnisse sind in den Bildern 3.1 bis 3.4 dargestellt.

3.4. Betonstahl

Für den Betonstahl BSt 420/500 RK, Herstellwerk Salzgitter, wurde eine Prüfung der Festigkeitswerte nach DIN 488 durchgeführt. Die Ergebnisse können den Tab. 3.8 und 3.9 entnommen werden.

4. VERSUCHSAUFBAU

Als Schalungsboden diente eine 20 mm dicke kunstharzbeschichtete

Sperrholzplatte auf einem quadratischen Stahlbauhohlprofil, das eine äußere Kantenlänge von 200 mm und eine Wanddicke von 6,3 mm besaß. Auf den Schalboden wurde, zur Gewährleistung eines geringen Reibungswiderstandes zwischen Dehnkörper und Unterlage, eine mit einer PVC-Folie eingewickelte 20 mm dicke Hartschaumplatte gelegt. Dieser Aufbau ist in Bild 4.1 dargestellt.

Nach dem Betonieren wurden dann nur die Seitenschalungen entfernt, und der Dehnkörper wurde mit dem Unterbau in einen in einem Klimaraum vorbereiteten Stahlrahmen eingeschoben. In dem horizontalen Prüfraum, der auf Bild 4.2 gezeigt ist, konnten gleichzeitig 2 Dehnkörper nebeneinander geprüft werden. Am Beispiel der Dehnkörper DK 1 und DK 2 ist der vollständige Aufbau auf Bild 4.3 dargestellt. Zur Krafterzeugung wurden zwei, an einem Amsler-Steuerpult angeschlossene Lukas-Hohlkolbenzylinder HOP 35/200 bzw. HOP 50/200, verwendet. Die Einrichtung für die Kraftübertragung zwischen Dehnkörper und Pressen ist in Bild 4.4 dargestellt. Bei den Versuchskörpern DK 1, 2 und 4 wurden die Bewehrungsstäbe durch geklebte Muffen mit den Zugstangen verbunden. Beim Dehnkörper DK 3 wurden die Bewehrungsstäbe in den Stahlplatten an den Körperenden angeschweißt. Es wurde an beiden Enden der Dehnkörper die gleiche Kraftübertragungsvorrichtung verwendet.

Zur Konstanthaltung der Dauerlast wurde vom Steuerpult auf Preßluftflaschen umgeschaltet. Die aufgebrachte Zugkraft wurde mit Ring-Dynamometern vom Typ MS 40 bzw. MS 100 gemessen, die an einen Kompensator und Meßverstärker der Firma Hottinger-Baldwin-Meßtechnik angeschlossen waren.

Die Längenänderungen wurden mit zwei jeweils seitlich an den Versuchskörpern angebrachten Meßuhren mit einer Teilung von 1/100 mm und einem Meßweg von 30 mm gemessen. Die Meßbasis betrug 2,50 m. Außerdem wurde auf der oberen Fläche der Dehnkörper DK 1, 2 und 4 eine mittig liegende Meßkette für einen Setzdehnungsmesser mit einer Basislänge von 200 mm geklebt, s. Bild 4.5.

Beim ausmittig gezogenen Dehnkörper DK 3 mußte außer der axialen Dehnung auch die Krümmung gemessen werden. Dies erfolgte auf zwei Arten. Zum einen wurde seitlich in Höhe der Schwerlinie der Längsbewehrung (Abstand 2,5 cm vom Betonrand) und ebenso an der gegen-

überliegenden Seite eine Meßkette für SDM angebracht. Zum anderen wurden die Dehnungen mit Meßuhren über 2,5 m Basislänge auf gegenüberliegenden Seiten gemessen (s. Bild 4.6).

Für die zeichnerische Übertragung der an der obenliegenden Seite entstehenden Risse wurden die Dehnkörper mit einem Raster, wie aus Bild 4.7 zu entnehmen ist, überzogen.

5. VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

5.1. Messungen

Die Belastung erfolgte in mehreren Laststufen. Bei jeder Laststufe und zu verschiedenen Zeitpunkten während der Lastkonstanthaltung wurden folgende Daten erfaßt:

- a) Messung der Gesamtdéhnung im 2,50 m langen, mittleren Abschnitt des Versuchskörpers mittels der seitlich angeordneten Meßuhren, Teilung 1/100 mm.
- b) Messung der Gesamtdéhnung entlang der Meßketten (Bild 4.5) mit Setzdéhnungsmessern, Teilung 1/1000 mm, $a = 200$ mm.
- c) Markieren der Risse und Messung ihrer Breite in bestimmten Meßlinien (Bild 4.7). Die erste Ablesung nach Entstehen eines Risses erfolgte mit einer Meßlupe, Teilung 1/100 mm, alle weiteren, nach Aufkleben von Meßplättchen, mit einem Tensotast, Teilung 1/1000 mm.

Parallel zur Datenerfassung an den Dehnkörpern wurden die Messungen an den Kriech- und Schwindkörpern und zu den festgelegten Zeitpunkten die Festigkeitsprüfungen an den Probekörpern durchgeführt. Bild 5.1 zeigt die Lastgeschichten, die i.f. noch näher beschrieben werden. Die Tab. 5.1 und 5.2 enthalten die Laststufen, usw.

5.2. Ablauf bei Versuchskörper DK 1

Ausgehend von einer Null-Ablesung am unbelasteten Körper, wurde die zentrische Zugkraft in Stufen zu je 10 kN aufgebracht. Eine Minute nach Erreichen der jeweiligen Laststufe erfolgte die unter 5.1 erläuterte Datenerfassung. Die Zugkraft wurde zuerst stufenweise auf 70 kN, entsprechend einer Stahlspannung im Riß von etwa 223 MN/m^2

gebracht. Daraufhin wurde der Dehnkörper vollständig entlastet. Anschließend folgte eine stufenweise Wiederbelastung bis auf 90 kN, entsprechend einer Stahlspannung im Riß von 287 MN/m^2 .

Die Zugkraft von 90 kN wurde 118 Tage konstant gehalten. Anschließend wurde der Versuchskörper über die Zwischenlaststufe 40 kN vollständig entlastet. Während der 4 Tage im unbelasteten Zustand erfolgten 4 Ablesungen. Über die Zwischenlaststufe 40 kN wurde die Belastung wieder auf 90 kN gebracht und danach in Stufen von je 10 kN bis über die Streckgrenze der Bewehrung hinaus gesteigert.

5.3. Ablauf bei Versuchskörper DK 2

Wie bei DK 1 wurde auch hier nach der Nullablesung die Zugkraft in Stufen zu je 10 kN erhöht, und zwar zuerst auf 60 kN. Diese Last blieb 39 Tage lang konstant. Dann folgte über die Zwischenlaststufen 30 kN eine Entlastung und eine Wiederbelastung auf 60 kN. In Laststufen von je 10 kN wurde daraufhin die Beanspruchung auf 90 kN erhöht und 36 Tage lang konstant gehalten. Anschließend wurde nochmals stufenweise höher belastet, und zwar auf die Last 120 kN ($\sigma_{eR} = 382 \text{ MN/m}^2$), die 41 Tage lang konstant gehalten wurde. Mit einer Zwischenablesung bei 60 kN wurde danach entlastet. Nach 5 Tagen und weiteren Ablesungen im unbelasteten Zustand wurde über 60 kN und 120 kN in 10-kN-Stufen bis über die Streckgrenzenkraft belastet.

5.4. Ablauf bei Versuchskörper DK 3

Der ausmittig beanspruchte Versuchskörper DK 3 wurde zunächst in 10-kN-Stufen auf 60 kN belastet (s. Tab. 5.2). Nachdem diese Last 35 Tage lang konstant gehalten worden war, erfolgte die stufenweise Höherbelastung auf 90 kN. Diese Zugkraft wurde 42 Tage lang konstant gehalten. Dann folgte, nach einer Krafterhöhung auf 100 kN, eine völlige Entlastung. Daran anschließend wurde über die Laststufen 60 kN, 100 kN und 110 kN auf 120 kN wieder belastet. Nachdem diese Last 47 Tage lang konstant gehalten worden war, folgte über die Laststufe 60 kN eine Entlastung. Im entlasteten Zustand wurden über 4 Tage mehrere Ablesungen durchgeführt. Anschließend wurde über die Laststufen 60 kN und 120 kN in 10-kN-Stufen über die Streckgrenzenkraft belastet.

5.5. Ablauf bei Versuchskörper DK 4

Der Versuchskörper DK 4 wurde in Stufen von 10 kN bis 90 kN belastet und unter dieser Last 36 Tage lang konstant gehalten. Mit den gleichen Stufen wurde daraufhin weiter bis 120 kN belastet. Diese Kraft wurde 41 Tage konstant gehalten. Dann folgte in 20-kN-Stufen eine Lasterhöhung bis 180 kN. Nach der 53-tägigen Konstanthaltung dieser Last wurde mit einer Zwischenablesung bei 90 kN vollständig entlastet. Über 3 Tage wurden mehrere Ablesungen im entlasteten Zustand durchgeführt. Anschließend wurde mit einer Zwischenablesung bei 90 kN die Belastung wieder auf 180 kN gebracht und in 20-kN-Stufen bis über die Streckgrenzenkraft erhöht.

5.6. Rechenwerte

5.6.1. Zentrisch gezogene Stäbe DK 1, DK 2 und DK 4

Mit dem Gesamtbewehrungsgrad (A_s = Stahl - bzw. A_b = Betonfläche)

$$\mu = \frac{A_s}{A_b} \quad (1)$$

ergibt sich über den ideellen Betonquerschnitt A_{bi} die Erstrißzugkraft:

$$Z_R^1 = \beta_{bz} \cdot A_{bi} = \beta_{bz} A_b (1 + n\mu) \quad n = \frac{E_s}{E_b} = 7 \quad (2)$$

Beim 1. Riß springt die Stahlspannung auf:

$$Z_{sR}^1 = Z_R^1$$

$$\sigma_{sR}^1 = \frac{\beta_{bz}}{\mu} (1 + n\mu) \quad (3)$$

Im Zustand II gilt nach [5] bei Kurzzeitbelastung durch mittigen Längszug folgende Beziehung zwischen der mittleren, über sämtliche Risse hinweg gemessenen Dehnung ϵ_m und der Stahlspannung im Riß σ_{sR} :

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_m = \frac{\sigma_{sR}}{E_s} - \left(\frac{\beta_{bz}}{\mu} \right)^2 \frac{1 + n\mu}{E_s \sigma_{sR}} \quad (4)$$

Wie in [5] gezeigt wurde, gilt Glg. (4) als obere Hüllkurve der durch die Rißbildung unstetigen ϵ_m - σ_{SR} -Beziehung. Sie gilt nur im Zustand II bis zur Streckgrenze des Bewehrungsstahles.

Die Auswertung der Gleichungen (1) bis (4) setzt die Kenntnis der zentrischen Betonzugfestigkeit β_{bz} voraus. Diese ist nicht nur eine beträchtlich streuende Werkstoffgröße, sondern ist bei den Lagerbedingungen der Dehnkörper i.w. unbekannt. Die Auswertung der Gleichungen (1) bis (4) geht deshalb von den im Dehnkörperversuch gemessenen Zugfestigkeiten β_{bz} aus. Zum Vergleich werden die Werte nach Rüschi [10] $\min \beta_{bz} = \beta_{bz5\%}$ berechnet. Die tatsächliche Zugfestigkeit ergibt sich aus der gemessenen Erstrißzugkraft $\text{gem} Z_R^1$. Aus Tab. 5.3 erkennen wir, daß die gemessene Zugfestigkeit β_{bz} ist sogar noch unter den 5 %-Fraktilenwert nach [10] liegt, was auf Schwind-eigenspannungen zurückzuführen sein wird. Tab. 5.4 enthält die Auswertung von Gleichung (4).

Im Zustand I beträgt die Dehnsteifigkeit

$$K_{Di} = E_b A_{bi} = E_b A_b (1 + n\mu) \quad (5)$$

bzw. die bezogene Dehnsteifigkeit ist:

$$k_{Di} = \frac{K_{Di}}{K_{Di}} = 1 \quad (6)$$

Im Zustand II ist die mittlere Dehnsteifigkeit des Stabes

$$K_{Dm} = \frac{Z}{\epsilon_m} = E_s A_s \frac{1}{1 - \left(\frac{\beta_{bz}}{\mu} \right)^2 \frac{1 + n\mu}{\sigma_{SR}}} \quad (7)$$

bzw. die bezogene mittlere Dehnsteifigkeit beträgt:

$$k_{Dm} = \frac{K_{Dm}}{K_{Di}} \quad (8)$$

Im nackten Zustand II, Stahl allein, erhalten wir

$$K_{Ds} = E_s A_s \quad (9)$$

$$k_{Ds} = \frac{E_s A_s}{E_b A_i} = \frac{n\mu}{1 + n\mu} \quad (10)$$

Die Gleichung (7) ist in Tab. 5.4 ausgewertet. Ihre Gültigkeit endet an der Streckgrenzenkraft Z_s , die 131,8 kN für DK1 und DK 2 bzw. 263,6 kN für DK 4 beträgt.

Ab der Erstrißkraft nimmt die Zahl der Trennrisse zu. Wir erhalten die bezogene Rißzahl zu:

$$\frac{i(\epsilon_m)}{i_e} = \frac{1}{\eta} \left\{ \frac{2(1+n\mu)}{1 + \sqrt{1 + \frac{4}{1+n\mu} \left(\frac{\epsilon_{bz}}{\epsilon_m} \right)^2 \left(\frac{1+n\mu}{n\mu} \right)^2}} - n\mu \right\} \leq 1 \quad (11)$$

In dieser Gleichung ist

$$\epsilon_{bz} = \frac{\beta_{bz}}{E_b} \approx 0,05$$

Zugbruchdehnung. Mit η wird das Verhältnis der Störlänge l_o am Riß zum Endrißabstand bezeichnet

$$\eta = \frac{l_o}{a_{me}} = 1 \quad (12)$$

Da der Endrißabstand a_{me} und die Störlänge l_o nach Falkner [2] erst nach Versuchsauswertung bekannt sind, werden in Tab. 5.4 die η -fache Rißzahlen angegeben: $i\eta/i_e$.

Kennt man die bezogene Rißzahl, so kann man den beanspruchungsabhängigen Rißabstand angeben:

$$\frac{a_m}{a_{me}} = \frac{i_e}{i} \geq 1 \quad (13)$$

Auch in diesem Fall gilt das vorher gesagte: Es wird der $1/\eta$ -fache bezogene Rißabstand berechnet.

5.6.2. Exzentrisch gezogener Körper DK 3

Zur Bestimmung der Erstrißzugkraft muß eine Schätzung der Biegezugfestigkeit des Betons erfolgen, die u. a. von den Körperabmessungen und von der bezogenen Ausmitte

$$\eta = \frac{M}{Nd} = \frac{Z \cdot y}{Z \cdot d} = 0,375$$

abhängt. Die Biegezugfestigkeit beträgt nach Noakowski [7]: Festigkeiten in kp/cm^2

$$\beta_{bz}(\eta d) = \frac{0,6 + C_d \cdot 6\eta}{1 + 6\eta} C_\beta \beta_w^{2/3} \quad (14)$$

Hierin ist mit $d = 20 \text{ cm}$

$$C_d = \frac{2,4 + 0,26d}{1 + 0,4d} = 0,844$$

und der Streubeiwert C_β kann zu 0,75 gesetzt werden. Damit erhalten wir:

$$\beta_{bz} = 2,55 \text{ MN/m}^2$$

$$Z_R^1 = 37 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sR}^1 = 118 \text{ MN/m}^2$$

Im Versuch wurden erste Biegezugrisse erst bei 50 kN entdeckt. Aus dem Verlauf der Kraft-Dehnungskurve und der zur Kraft 50 kN gehörigen Betonrandspannung wird offensichtlich, daß bereits vorher Anrisse vorhanden gewesen sein müssen.

Die Beziehung zwischen σ_{sR} und ϵ_m lautet nach [5]:

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_m = \frac{\sigma_{sR}}{E_s} \left[1 - \left(\frac{\max k \beta_{bz}}{\mu \sigma_{sR}} \right)^2 \right] \quad (15)$$

mit

$$\max k = \frac{Z_R^1}{\beta_{bz} A_{bi}} = 0,344 \quad (16)$$

Die Dehn- und Biegesteifigkeit im Zustand I beträgt nun mit $I_{bi} = 1,434 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$ und $A_{bi} = 42200 \text{ mm}^2$:

$$K_{Di} = E_b A_i = 1,266 \cdot 10^9 \text{ N}$$

$$k_{Di} = 1,00$$

(17)

$$K_{Bi} = E_b I_{bi} = 4,302 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2 \quad (17)$$

$$k_{Bi} = 1,00$$

Im Zustand II ist im Rißquerschnitt:

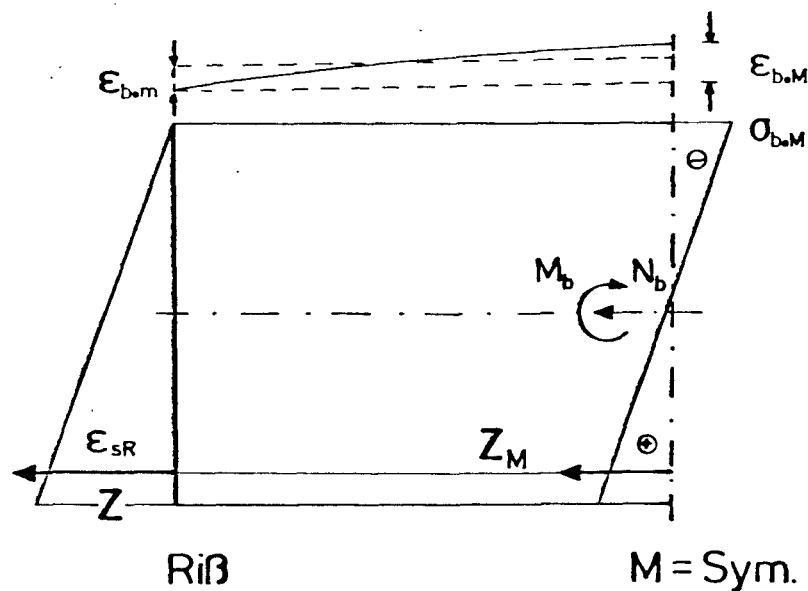
$$K_{Ds} = A_s E_s \frac{2h}{d} = 0,1154 \cdot 10^9 \text{ N}$$

$$k_{Ds} = \frac{E_s A_s}{E_b I_{bi}} \frac{2h}{d} = \frac{n\mu}{1+n\mu} \frac{2h}{d} = 0,0911 \quad (18)$$

$$K_{Bs} = A_s E_s y_h = 0,8655 \cdot 10^{12} \text{ N mm}^2$$

$$k_{Bs} = \frac{E_s A_s}{E_b I_{bi}} y_h = 0,2012$$

Zur Berechnung der mittleren Dehn- und Biegesteifigkeit im Zustand II muß die mittlere Betondehnung ϵ_{bom} am oberen Rand bekannt sein. Sie ist im Riß gleich null und steigt bis zur Mitte M zwischen zwei Rissen z.B. parabolisch an.



Bezeichnet man mit N_b , M_b die dem Beton in M zuzuweisenden Schnittgrößen, so erhalten wir aus Gleichgewichtsgründen:

$$Z = Z_M + N_b$$

$$Zy = Z_m y + M_b$$

Hieraus ist:

$$\sigma_{bom} = \frac{Z-Z_M}{A_b} \left(1 - 12 \frac{y}{d}\right); \quad \sigma_{bom} \approx \frac{2}{3} \sigma_{bom}$$

und

$$\epsilon_{bom} \approx \frac{2}{3} \frac{\sigma_{bom}}{E_b}$$

Die Stahlzugkraft Z_M läßt sich über die mittlere bzw. Reißdehnung des Stahles schätzen:

$$\epsilon_{sM} \approx \frac{3}{2} \epsilon_{sm} - \frac{1}{2} \epsilon_{sR}$$

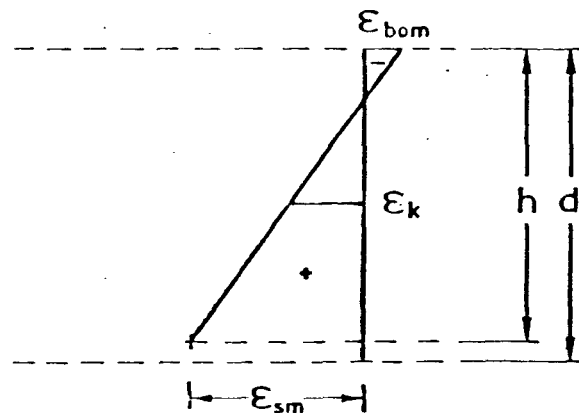
$$Z_M \approx E_s A_s \frac{1}{2} (3\epsilon_{sm} - \epsilon_{sR})$$

Nun ist es möglich, die maßgebende Mittendehnung ϵ_K und die mittlere Krümmung anzuschreiben.

Es ist:

$$\epsilon_K = \left(\epsilon_{sm} - \epsilon_{bom} \right) \frac{d}{2h} + \epsilon_{bom}$$

$$\kappa_K = \frac{\epsilon_{sm} - \epsilon_{bom}}{h}$$



Damit betragen die Steifigkeiten:

$$K_{Dm} = \frac{Z}{\epsilon_K}$$

$$K_{Bm} = \frac{Zy}{\kappa_K}$$

(19)

$$k_{Dm} = \frac{Z}{\epsilon_K K_{Di}}$$

$$k_{Bm} = \frac{Zy}{\kappa_K K_{Bi}}$$

Tabelle 5.5 enthält die Auswertung, wobei an der Reißkraft ϵ_K und κ_K auf anderem Wege eingegrenzt wurden.

Die Rechenwerte werden später den Versuchswerten gegenübergestellt. Eine Darstellung der Entwicklung des Reißabstandes und der Reißzahl ist z.Z. noch nicht möglich.

6. Versuchsergebnisse

6.1 Dehnungsverhalten

Die mit Meßuhren und Setzdehnungsmesser gemessenen Dehnungen sind in Abhängigkeit von der Belastung in den Bildern 6.1 bis 6.8 dargestellt. Weiter sind die Dehnungsänderungen infolge Dauerbelastung in den Bildern 6.9 bis 6.18 aufgetragen.

In der lastabhängigen Darstellung ist auch die $Z-\epsilon_{sR}$ -Linie des reinen Bewehrungsquerschnittes eingetragen, die für den Rißquerschnitt nach Zustand II gilt. Dabei wurde von einer Streckgrenze von 420 MN/m^2 ausgegangen. Aus dem Abstand der tatsächlichen Z/ϵ_m -Linie von der Z/ϵ_{sR} -Linie können wir die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen ablesen. Weiterhin erkennt man, wie die Mitwirkung durch die Dauerstandsbelastung beeinflußt wird.

Außerdem enthalten die Last-Dehnungslinien (Meßuhrwerte) die rechnerische $Z-\epsilon_m$ -Linie nach Glg (4).

Die Mitwirkung des Betons nimmt durch die Dauerlast ab, was an den horizontalen Stufen zu erkennen ist, die jedoch die Linie des nackten Stahles nicht erreichen. Nur bei hohem Beanspruchungsgrad (DK4) und bei Biegung mit Achszug geben die rechn. Linien eine brauchbare Vorabschätzung. Die gemessenen Linien $Z-\epsilon_m$ stimmen bei Messung mit Meßuhren und mit SDM praktisch überein.

Das Dehnungsverhalten während der Dauerbelastung ist in halblogarithmischer Form dargestellt. Dabei zeigt sich eine annähernd geradlinige, geringe und von der Lasthöhe unabhängige Dehnungszunahme im Laufe der Zeit.

Der Zeiteinfluß auf die Entwicklung der mittleren Dehnung unter Dauerlast ist relativ gering. Man stellt unter jeder der Dauerlaststufen eine Zunahme der Dehnung fest, die nur wenig mit der Höhe der Dauerlast zusammenhängt. Der zeitliche Verlauf ist in logarithmischem Zeitmaßstab ungefähr linear.

Es ist verständlich, daß die Dehnungszunahme nicht direkt proportional zur Dauerlast ist, denn das Verbundkriechen ist von den Verbundspannungen abhängig. Die Verbundspannungen selbst hängen vom Stahlspannungsverlauf zwischen den Rissen und der auf Verbund zu transportierenden Differenz-Stahlzugkraft ab.

Die Dehnungszunahme beträgt rd. 0,2 bis 0,3 ‰. Die Zugkriechdehnung des Betons läßt sich nur grob abschätzen. Gehen wir davon aus, daß eine mittlere Betonzugspannung von $\sigma_{bz}/2 \approx 0,7 \text{ MN/m}^2$ zwischen den Rissen herrscht und $\varphi_z \approx 1$ ist (s. Bild 3.1 u. ff.), so beträgt

$$\varepsilon_{bzk} \approx 0,03 \text{ ‰}.$$

Ihr arbeitet eine Schwinddehnung gleicher Größenordnung entgegen. Daraus läßt sich schließen, daß die Dehnungszunahme hauptsächlich durch Verbundkriechen hervorgerufen werden muß.

6.2 Rißbildung

Die Erstrißkräfte, die zugehörigen Erstrißstahlspannungen wurden bereits in Abschnitt 5.6 angegeben. Die angegebenen Werte gehören zum ersten Trennriß, obgleich bereits bei geringeren Kräften Kanteneinrisse (Schwindeigenspannungen) entstanden waren.

Die Rißbilder der Versuchskörper sind in den Bildern 6.19 bis 6.31 aufgetragen. Für jeden Versuchskörper getrennt wurde dabei das Rißbild für verschiedene Laststufen auch unter Einschluß der Dauerbelastung dargestellt. Ein beliebiges Rißbild enthält den Ausgangszustand zu Beginn der Laststufe (durchgezogene Striche) und die während der Laststufe neu hinzugetretenen Risse oder Verlängerungen von Rissen (gestrichelte Linien). Zum Studium der Rißbilder sind die Tab. 5.1 und 5.2 notwendig, die die Lastzustände und Beobachtungszeitpunkte sowie die Zeichnungen der Laststufen enthalten.

In Abhängigkeit von der Belastung und von der Zeit ist die Entwicklung der Rißanzahl i , des mittleren Rißabstandes a_m , der Summe der Rißbreiten $\sum w$, der maximalen Rißbreite w_{\max} und der mittleren Rißbreite w_m , nach den Versuchskörpern geordnet, in den Bildern 6.32 bis 6.71 aufgetragen.

Die Rißbildentwicklung der vier Versuchskörper - ausgedrückt durch die Rißanzahl und den mittleren Rißabstand - ergab sich als sehr unterschiedlich. Beim niedrigbewehrten Versuchskörper DK 1, der gleich am Versuchsanfang hoch belastet wurde ($\sigma_{sR} = 287 \text{ MN/m}^2$), entstanden während der Lasteintragung 18 Risse. Während der Lastkonstanthaltung änderte sich das Rißbild nicht. Die anschließende Weiterbelastung bis zum Bruch vergrößerte dagegen noch einmal die Rißanzahl (nur Einrisse im Bereich der Stahleinlagen), bzw. verringerte den mittleren Rißabstand.

Beim Versuchskörper DK 2 erfolgte die erste Dauerlast schon bei einer Stahlspannung im Riß von 191 MN/m^2 (60 kN). Bei der ersten Belastung entstanden nur 2 Risse und während der Lastkonstanthaltung weitere 2. Bei der Erhöhung der Stahlspannung auf 287 MN/m^2 (90 kN) erhöhte sich die Rißanzahl auf 15, erreichte aber damit nicht die Anzahl von DK 1 bei der gleichen Laststufe. Während der darauffolgenden Dauerbelastung kam ein weiterer Riß dazu.

Die Dauerlast bzw. die Stahlspannung im Riß wurde noch einmal erhöht, und zwar auf 382 MN/m^2 . Bei der Lasterhöhung kamen 4 Risse dazu, vorwiegend in Form von Einrissen im Bereich der Stahleinlagen. Während dieser Dauerlast ergab sich keine Änderung im Rißbild. Lediglich bei der Weiterbelastung bis zum Bruch kamen noch 2 Einrisse dazu.

Beim ausmittig belasteten Versuchskörper DK 3 wurden die gleichen Dauerlaststufen wie bei DK 2 gewählt. Schon bis zur ersten Dauerlaststufe von 60 kN ($\sigma_{\text{SR}} = 191 \text{ MN/m}^2$) entstanden rd. 20 Risse mit einem mittleren Rißabstand von rd. 12 cm. Unter dieser Dauerlast traten drei weitere Risse und bei der Lasterhöhung auf 90 kN ($\sigma_{\text{SR}} = 287 \text{ MN/m}^2$) noch 2 weitere dazu. Damit hatte sich schon ein ausgeprägtes Rißbild mit einem mittleren Rißabstand von rd. 10 cm eingestellt.

Beim höher bewehrten Versuchskörper DK 4 entstanden bei der ersten Belastung bis 90 kN ($\sigma_{\text{SR}} = 143 \text{ MN/m}^2$) 8 Risse. Im Laufe der Konstanthaltung dieser Last erhöhte sich die Anzahl auf 19 Risse. Bei der Lasterhöhung auf 191 MN/m^2 (120 kN) kamen weitere 3 Risse dazu. Unter dieser Dauerlast ($\sigma_{\text{SR}} = 287 \text{ MN/m}^2$) war keine Änderung des Rißbilds zu vermerken. Nur bei der Lasterhöhung auf $\sigma_{\text{SR}} = 287 \text{ MN/m}^2$ kamen 2 Risse dazu.

Die zeitabhängige Zunahme der Gesamtrißbreite (bei $\sigma_{\text{SR}} = 287 \text{ MN/m}^2$) betrug für den Versuchskörper DK 1 rd. 34 %. Die mittlere Rißbreite erhöhte sich dabei von 0,15 auf 0,20 mm und die maximale Rißbreite von 0,32 auf 0,41 mm.

Für den Versuchskörper DK 2 betrug die Zunahme der Gesamtrißbreite während der ersten Dauerlast ($\sigma_{\text{SR}} = 191 \text{ MN/m}^2$) rd. 167 %, wobei die mittlere Rißbreite von 0,10 auf 0,13 mm und die maximale Rißbreite von 0,14 auf 0,19 mm zunahm. Während der zweiten Dauerlast ($\sigma_{\text{SR}} = 287 \text{ MN/m}^2$) nahm die Gesamtrißbreite um 32 % zu, die mittlere Rißbreite stieg von 0,14 auf 0,18 mm und die maximale Rißbreite von 0,28 auf 0,32 mm. Während der dritten Dauerlast ($\sigma_{\text{SR}} = 382 \text{ MN/m}^2$) nahm die Gesamtrißbreite um 18 % zu. Die mittlere Rißbreite stieg dabei von 0,22 auf 0,26 mm und die maximale Rißbreite von 0,44 auf 0,48 mm.

Beim Versuchskörper DK 3 betrug die Zunahme der Gesamtrißbreite während der ersten Dauerlast ($\sigma_{SR} = 191 \text{ MN/m}^2$) 66 %. Dabei erhöhte sich die mittlere Rißbreite von 0,05 auf 0,07 mm und die maximale Rißbreite von 0,07 auf 0,11 mm. Bei der nächsten Dauerlast ($\sigma_{SR} = 287 \text{ MN/m}^2$) nahm die Gesamtrißbreite um 19 % zu und die mittlere und die maximale Rißbreite stiegen um 0,10 auf 0,12 mm bzw. von 0,14 auf 0,17 mm. Unter der dritten Dauerlast betrug die Zunahme der Gesamtrißbreite 11 %. Die mittlere Rißbreite nahm dabei von 0,17 auf 0,19 mm zu und die maximale Rißbreite von 0,23 auf 0,25 mm.

Die Gesamtrißbreite des Versuchskörpers DK 4 nahm unter der ersten Dauerlast ($\sigma_{SR} = 143 \text{ MN/m}^2$) um 171 % zu. Dabei ergab sich eine unwesentliche Änderung der mittleren Rißbreite. Die maximale Rißbreite stieg von 0,07 auf 0,12 mm. Unter der zweiten Dauerlast ($\sigma_{SR} = 191 \text{ MN/m}^2$) nahm die Gesamtrißbreite um 36 % zu, die mittlere Rißbreite erhöhte sich von 0,07 auf 0,09 mm und die maximale Rißbreite von 0,15 auf 0,17 mm. Die Änderung der Gesamtrißbreite ergab sich während der dritten Dauerlast ($\sigma_{SR} = 287 \text{ MN/m}^2$) zu 11 %. Die mittlere Rißbreite stieg dabei von 0,12 auf 0,13 mm und die maximale Rißbreite von 0,12 auf 0,14 mm.

Es ist festzustellen, daß die Zahl der Risse i.w. von der Zugkraft bei Belastung und weniger von der Dauerlastperiode nach Anfahren der Last abhängt. Gleichwohl entstehen i.d.R. auch weitere Risse infolge Dauerstandlast.

Die Rißbreitenzunahme folgt keiner eindeutigen Tendenz. Sie ist in der ersten Dauerlastperiode anteilmäßig am größten und fällt in jeder folgenden Dauerstandperiode ab. Die mittleren und maximalen Rißbreiten nehmen in der 1. Dauerlastperiode um rd. 30 bis 50 % durch Verbundkriechen zu.

Der mittlere Rißabstand wird von der Rißzahl i zeit- und lastabhängig beeinflusst. Die gemessenen mittleren Rißabstände des ausgeprägten Rißbilds, das sich bei allen Dehnkörpern i.w. eingestellt hat, betrugen (Vergleich mit [2] und [6]):

<u>DK 1</u>	gem $a_{me} \approx 14 \text{ cm}$	rechn $a_{me} = 1,5 \cdot 2 + 0,09 \frac{d}{\mu} = 14,3 \text{ cm}$
<u>DK 2</u>	gem $a_{me} \approx 14 \text{ cm}$	rechn $a_{me} = 14,3 \text{ cm}$
<u>DK 4</u>	gem $a_{me} \approx 9 \text{ cm}$	rechn $a_{me} = 8,6 \text{ cm}$
<u>DK 3</u>	gem $a_{me} \approx 9 \div 10 \text{ cm}$	rechn $a_m \approx 10,5 \text{ cm}$

6.3 Steifigkeit

Die bezogenen Dehnsteifigkeiten sind in Abhängigkeit von der Last in den Bildern 6.72 bis 6.75 und die zeitabhängigen Veränderungen unter Dauerlast in den Bildern 6.76 bis 6.79 dargestellt. Die bezogene Biegesteifigkeit des ausmittig belasteten Versuchskörpers DK 3 ist in Abhängigkeit von der Last im Bild 6.80 und die zeitabhängige Veränderung unter Dauerlast im Bild 6.81 aufgetragen.

Die Zeichnungen enthalten außerdem die rechnerischen Verläufe der Dehn- und Biegesteifigkeit k_{Dm} bzw. k_{Bm} nach Abschnitt 5.6 und die Steifigkeitswerte des nackten Zustandes II k_{Ds} .

Während die rechnerischen Steifigkeitslinien das beobachtete Verhalten bei DK 1 und DK 2 brauchbar beschreiben, ist dies bei DK 3 nicht der Fall. Das tatsächliche Verhalten zeigt eine erheblich größere Steifigkeit in weitem Bereich. Dies rührt daher, daß das vollständige Durchreißen - in der Rechnung angenommen - gar nicht eintritt. Damit wird sich aber eine größere Dehnsteifigkeit einstellen. Bei DK 4 ist die Übereinstimmung wieder recht gut. Die Dauerstandbelastungen führen zu einem Abbau der Dehnsteifigkeit.

Nun zum beobachteten Verhalten der Dehnkörper:

Obwohl ein rasches Abfallen der Dehnsteifigkeit bei etwa der gleichen Lasthöhe eintrat, zeigten die Versuchskörper DK 1 und DK 2 im niedrigeren Belastungsbereich sehr unterschiedliche Dehnsteifigkeitswerte. Ab $\sigma_{SR} = 287 \text{ MN/m}^2$ waren dagegen die Werte praktisch gleich groß.

Unter der ersten niedrigeren Dauerlast erfolgte bei DK 2 eine starke, zeitabhängige Steifigkeitsverringering. Die zeitabhängige Steifigkeitsveränderung bei $\sigma_{SR} = 287 \text{ MN/m}^2$ war bei DK 1 und DK 2 gleich groß. Unter der Dauerlast $90 \text{ kN} \approx \sigma_{SR} = 382 \text{ MN/m}^2$ ergab sich bei DK 2 eine weitere zeitabhängige Steifigkeitsabnahme. Der hierdurch entstehende Steifigkeitsunterschied gegenüber DK 1 war aber bei weiterer Lasterhöhung auf 90 kN schon bei der nächsthöheren Laststufe verschwunden.

Das rasche Abfallen der Dehnsteifigkeit des ausmittig beanspruchten Versuchskörpers DK 3 setzte früher ein, bei etwa 50 % der entsprechenden Lasthöhe von DK 1 und DK 2. Sowohl unter der ersten als auch unter der zweiten Dauerlast sank die Dehnsteifigkeit zuerst ab und nahm dann wieder zu. Diese Zunahme muß

im Zusammenhang mit der infolge ausmittiger Krafteinleitung bedingten Entwicklung der Randdehnungen gesehen werden. Unter der dritten Dauerlast war nur noch ein Abfallen der Dehnsteifigkeit zu verzeichnen. Kurz vor dem Fließen der Bewehrung besaß der Dehnkörper DK 3 eine Dehnsteifigkeit der gleichen Größenordnung wie DK 1 und DK 2.

Bei dem mit der doppelt so großen Bewehrung versehenen Versuchskörper DK 4 setzte das rasche Abfallen der Dehnsteifigkeit erst bei einer Last ein, die um etwa 50 % höher lag als diejenige von DK 1 und DK 2. Auch hier ergab sich - wie bei den beiden anderen zentrisch beanspruchten Versuchskörpern - während der Dauerlastperioden ausschließlich ein Abfallen der Dehnsteifigkeit.

Die beim Versuchskörper DK 3 ermittelte Entwicklung der Biegesteifigkeit zeigte ein gegenüber der Dehnsteifigkeit abweichendes Verhalten. Bis zur ersten Dauerlast - und auch während dieser - fiel die Biegesteifigkeit zunächst stark ab. Bei weiterer Lasterhöhung nahm dann die Biegesteifigkeit etwa zu, um unter der zweiten Dauerlast wieder abzufallen. Bei der darauffolgenden Höherbelastung ergab sich nochmal ein Ansteigen der Biegesteifigkeit. Während der dritten Dauerlast veränderte sie sich nicht, stieg aber bei Höherbelastung bis zum Bruch weiter stark an.

Dieses Verhalten ist durch die Überlagerung von Zug- und Biegebeanspruchung und deren gleichzeitiges Anwachsen zu erklären. Die ausmittig angreifende Zugkraft kann man sich, in eine zentrische Zugkraft und ein Moment aufgeteilt, vorstellen. Durch die Zunahme der Zugkraft steigt der Widerstand gegen eine Verdrehung durch das Moment. Dieser Widerstand, oder mit anderen Worten, die Biegesteifigkeit, ist umso größer, je größer das Verhältnis Zugkraft zu Moment ist (s.a. Koch [4]).

7. Zusammenfassung und Folgerungen

Es war das Ziel der Versuche, in einer Pilotstudie das Verhalten von zentrisch und exzentrisch gezogenen Stäben unter langandauernder Zugbelastung zu studieren. Dabei stand die zeitliche Veränderung der Rißbildung und Steifigkeit an erster Stelle. Die Ergebnisse bilden die Grundlage für fortführende theoretische Untersuchungen des Langzeitzwanges in Stahlbetonbauteilen.

Als Versuchskörper wurden vier stabförmige Dehnkörper mit Querschnittsfläche $20 \times 20 \text{ cm}^2$ und Länge 3,84 m gewählt. Davon sollten die mittleren 2,50 m als Betrachtungslänge dienen. Die Zugkraft wurde mittels Hohlkolbenzylinder über den herausragenden Bewehrungsstäben auf die Versuchskörper aufgebracht.

Als Baustoffe wurden Bewehrungsstäbe $\varnothing 10$ mm III RK und ein B 25 verwendet. Drei der Versuchskörper erhielten einen niedrigen Bewehrungsgrad von $\mu = 0,8 \%$, bestehend aus vier Stäben $\varnothing 10$. In zwei von diesen Versuchskörpern (DK 1 und DK 2) wurden die vier Stäbe in den Ecken angeordnet, im dritten (DK 3) nur an einem Rand. Die Stäbe besaßen eine Betonüberdeckung von 2 cm. Der vierte Versuchskörper (DK 4) erhielt die doppelte Bewehrungsmenge ($\mu = 1,6 \%$), bestehend aus 8 gleichmäßig über den Umfang verteilten Stäben.

Die Belastung erfolgte in Stufen. Die Lasthöhe, ausgedrückt durch die Stahlspannung im gerissenen Betonquerschnitt, und Dauer der Dauerlasten waren: für DK 1 $\sigma_{SR} = 287 \text{ MN/m}^2$ über 118 Tage; für DK 2 in Stufen von $\sigma_{SR} = 191 \text{ MN/m}^2$ über 39 Tage, 287 MN/m^2 über 36 Tage und 382 MN/m^2 über 41 Tage. Bei DK 3 wurden die gleichen Lasthöhen wie bei DK 2 gewählt. Hier betrugen die Dauerlastperioden 35, 42 und 47 Tage. Für DK 4 waren Lasthöhe und Lastdauer: 143 MN/m^2 über 36 Tage, 191 MN/m^2 über 41 Tage und 287 MN/m^2 über 53 Tage. Die Lasteintragungslinie war immer identisch mit der Schwerpunktlinie der Bewehrung. Anschließend an die Dauerbelastung erfolgte die Belastung bis zum Versagen. DK 1, 2 und 4 waren demnach zentrisch und DK 3 exzentrisch beansprucht. Die Versuche wurden nach Erreichen der Stahlstreckgrenze abgebrochen.

Der im Versuch ermittelte Zusammenhang zwischen Zugkraft und Dehnung wurde mit dem nach DIN 1045[11], für den reinen Bewehrungsquerschnitt ermittelten, verglichen. Daraus ergab sich unter jeder Dauerlast eine meßbare Abnahme der Mitwirkung des Betons auf Zug.

Ein Vergleich zwischen den niedrig bewehrten und dem höher bewehrten, zentrisch beanspruchten Dehnkörper zeigt, daß sowohl bei gleichen Stahlspannungshöhen, im niedrigeren wie im höheren Beanspruchungsbereich, als auch kurz vor dem Querschnittsversagen, der höher bewehrte Versuchskörper mehr Risse bzw. einen geringeren mittleren Rißabstand aufwies. Eine zeitabhängige Zunahme der Rißanzahl unter konstanter Last ergab sich nur bei den ersten, niedrigeren Laststufen und war beim höher bewehrten Versuchskörper stärker als beim schwach bewehrten.

Wenn bei Versuchsbeginn eine hohe Dauerbeanspruchung aufgebracht wurde, so ergab sich unter Dauerlast keine Änderung des Rißbildes. Durch die konzentrierte Anordnung der Bewehrungsstäbe in dem ausmittig belasteten Versuchskörper DK 3 entstanden dort schon bei niedrigerer Belastung relativ viele Risse. Ab einer

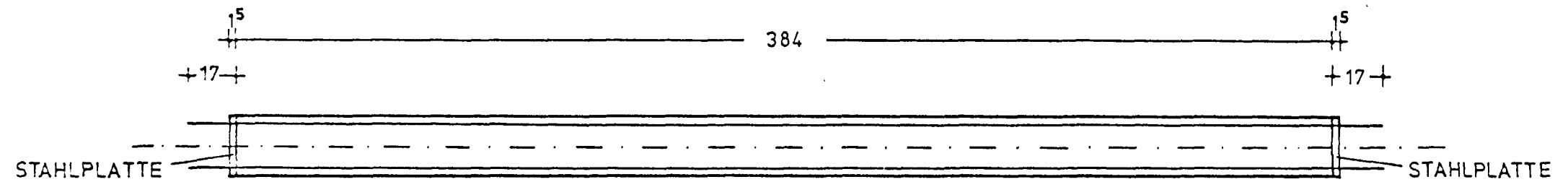
Stahlspannung $\sigma_{sR} = 287 \text{ MN/m}^2$ lag bereits ein ausgeprägtes Rißbild mit mittlerem Rißabstand $a_m = 10 \text{ cm}$ vor.

Bei gleichen Stahlspannungen im Riß stellten sich bei den niedrig bewehrten Versuchskörpern größere mittlere Rißbreiten als bei dem höher bewehrten ein. Die maximalen Rißbreiten waren dagegen in der gleichen Größenordnung. Kurz vor dem Versagen waren sowohl die mittleren als auch die maximalen Rißbreiten bei den niedrig bewehrten Versuchskörpern wesentlich größer als bei den höher bewehrten. Dies unterstreicht die Bedeutung des Spannungssprunges beim Entstehen des Erstrisses.

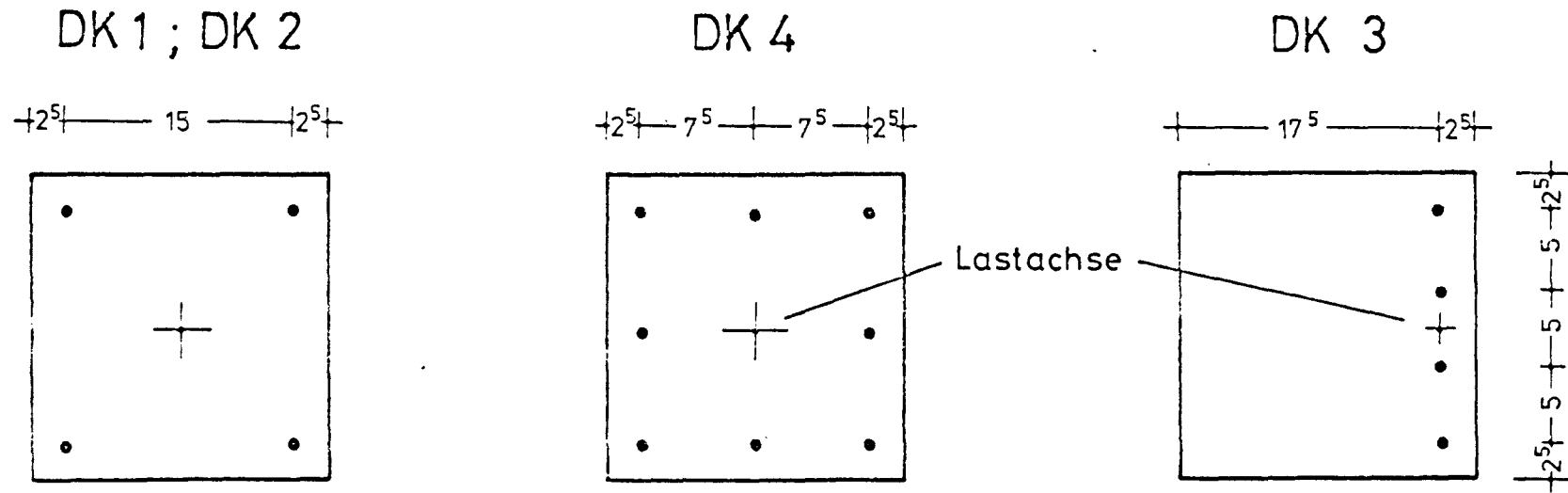
Die Rißbreite nimmt durch Verbundkriechen im Laufe der Zeit i.M. um 30 % bis 50 % zu. Die zeitabhängige Rißbreitenzunahme während einer Dauerlast zeigte eine mit der Anzahl der aufgebrachten Dauerlaststufen abnehmende Tendenz. Der ausmittig beanspruchte Versuchskörper wies kleinere Rißbreiten auf als die zentrisch beanspruchten Versuchskörper gleichen Bewehrungsgrades. Die zeitabhängige Rißbreitenzunahme erwies sich bei exzentrischer Belastung unter der ersten Dauerlast als größer und unter der letzten Dauerlast als geringer, verglichen mit dem zentrisch belasteten Dehnkörper DK 2.

8. LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Kordina, K.: Zur Frage der näherungsweise Ermittlung von Zwangsschnittgrößen. IVBH-Symposium, Madrid 1970
- [2] Falkner, H.: Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen. Schriftenreihe des DAfStb, Heft Nr. 208, Berlin: W. Ernst & Sohn 1969
- [3] Eibl, J.: Zwängung und Rißbildung von Stahlbetonbauteilen bei Behinderung der Längsverformung. Bautechnik 46(1969), H. 11, S. 373-379
- [4] Koch, R.: Verformungsverhalten von Stahlbetonstäben unter Biegung und Längszug im Zustand II auch bei Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Dissertation Universität Stuttgart 1976
- [5] Rostásy, F.S.: Zwang und Rissesicherung bei Außenwänden aus Stahlleichtbeton. Habilitation Universität Stuttgart 1975
- [6] Rostásy, F.S.: Rißbreitenbeschränkung bei zentrischem Zwang von Stäben aus Stahlbeton und Stahlleichtbeton. Beton- u. Stahlbetonbau 6/1977, S. 149-156
- [7] Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur. Schriftenreihe des DAfStb, Heft Nr. 296, Berlin: W. Ernst & Sohn 1978
- [8] Tennstedt, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Dissertation Technische Universität Braunschweig 1974
- [9] Kordina, K.: Versuche zum Verformungsverhalten und zur Tragfähigkeit von Stahlbetonbalken unter Biegung und langfristig einwirkendem Zwang infolge Auflagerverschiebung. Forschungsbericht des Institutes für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979
- [10] Rüschi, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. beton 25 (1975), H. 2, S. 55-58
- [11] DIN 1045 Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Fassung: Dezember 1978



Längsschnitt DK 1 ; DK 2
Bewehrungsstäbe $\varnothing 10$ mm



Querschnitte

Bild 2.1 Abmessungen und Bewehrung der Dehnkörper

Alter	Rohdichte	Biegezugfestigkeit	Druckfestigkeit
Tage	kg/dm ³	N/mm ²	N/mm ²
2	2,253	5,2	28,9
7	2,262	7,4	43,8
28	2,275	8,3	50,3
Mahlfeinheit (Sieb 0,2): 0,60 % Spezif. Oberfläche : 3540 cm ² /g			

Tab. 3.1: Zementeigenschaften

	Bez.	M.-%
Glühverlust	-	1,01
Unlöslicher Rückstand	-	0,22
Kohlendioxid	CO ₂	0,20
Magnesiumoxid	MgO	1,03
Calciumoxid	CaO	65,00
Siliciumdioxid	SiO ₂	20,24
Sesquioxide	R ₂ O ₃	9,64
davon Eisenoxid	Fe ₂ O ₃	1,79
Sulfat	SO ₃	2,78
Chlorid	Cl ⁻	0,016

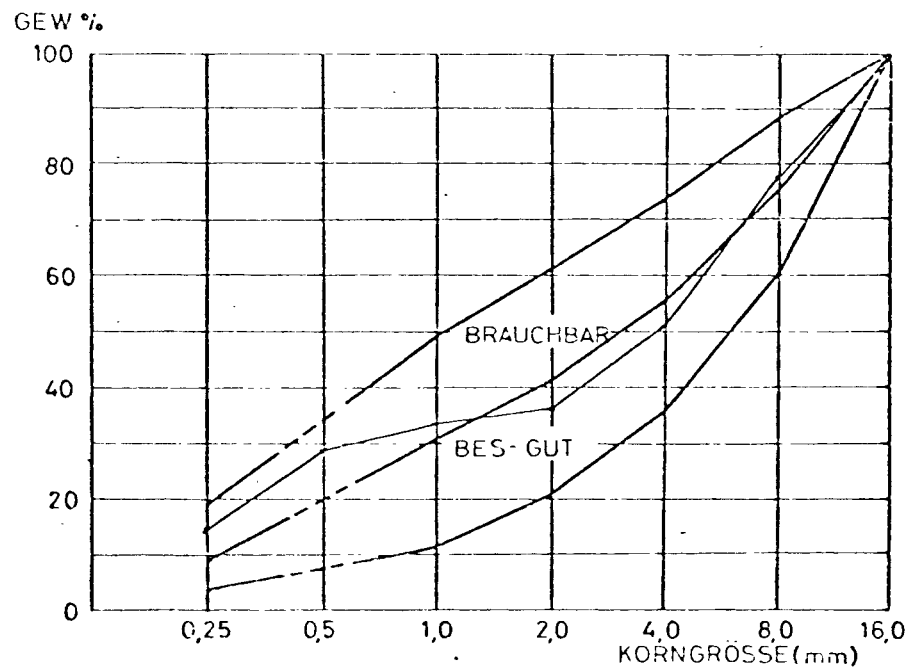
Tab. 3.2: Chemische Zusammensetzung des Zements

DURCHGANG IN GEW.-% DER EINZELNEN KORNGRUPPEN

		0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	8,0	16,0	31,5
KORNGRUPPE A	0/1	55,9	92,3	97,6	99,4	99,8	100	100	100
..... B	0/2	3,9	44,4	81,5	96,2	100	100	100	100
..... C	2/8	0,5	0,8	1,5	3,8	37,5	95,9	100	100
..... D	8/16	0,3	0,8	1,2	1,5	1,8	10,0	99,2	100

DURCHGANG IN GEW.-% DES GEMISCHES

	%	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	8,0	16,0	31,5
A	25	13,98	23,08	24,41	24,86	24,96	25	25	25
B	10	0,39	4,44	8,15	9,62	10	10	10	10
C	42	0,21	0,34	0,63	1,60	15,75	40,28	42	42
D	23	0,07	0,19	0,28	0,35	0,42	2,31	22,83	23
		14,65	28,05	33,47	36,43	51,13	77,59	99,83	100



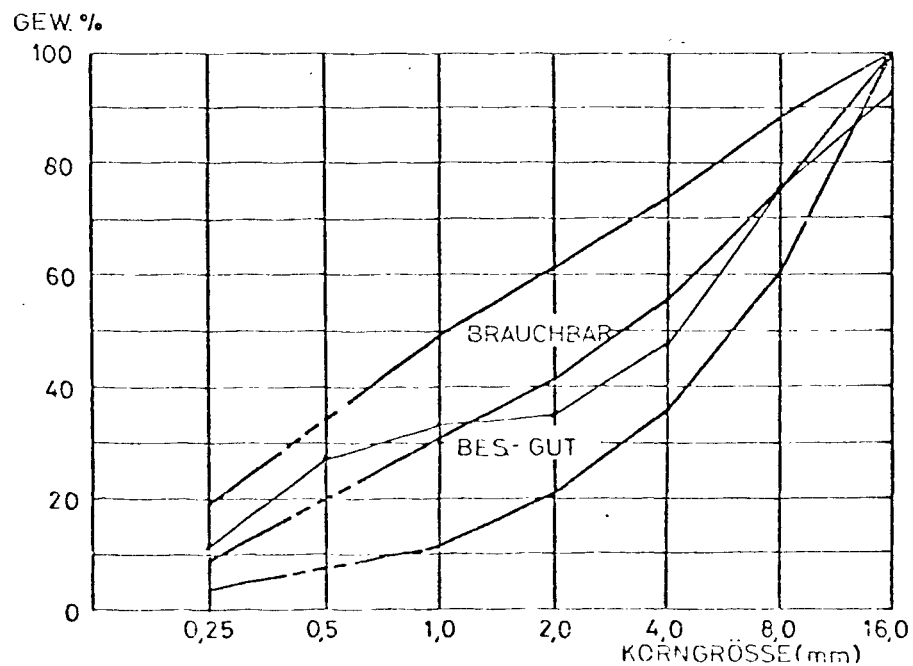
Tab. 3.3 Kornzusammensetzung - Versuchskörper DK 1 und DK 2

DURCHGANG IN GEW.-% DER EINZELNEN KORNGRUPPEN

		0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	8,0	16,0	31,5
KORNGRUPPE A	0/1	45,5	91,1	98,5	99,7	100	100	100	100
.....B	0/2	3,9	44,4	81,5	96,2	100	100	100	100
.....C	2/8	1,1	1,4	1,7	2,5	28,5	94,7	100	100
.....D	8/16	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	2,0	70,0	99,4

DURCHGANG IN GEW.-% DES GEMISCHES

	. %	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	8,0	16,0	31,5
A	25	11,38	22,78	24,66	24,94	25	25	25	25
B	10	0,39	4,44	8,15	9,62	10	10	10	10
C	42	0,46	0,59	0,72	1,06	11,98	39,78	42	42
D	23	0,09	0,11	0,13	0,15	0,17	0,45	16,23	23
	100	12,32	27,92	33,66	35,77	47,15	75,23	93,23	100



Tab. 3.4 Kornzusammensetzung - Versuchskörper DK 3 und DK 4

Gesteinsart in Gew.-%	Sonnenberg 16 - 32 mm	Sonnenberg 8 - 16 mm	Sonnenberg 2 - 8 mm	Sand 0-2 mm Sonnenberg	Sand 0-1 mm Abbesbüttel
Feuerstein (Flint)	19,4	21,0	12,8		
Sandstein	52,2	46,8	35,3		
Quarz, Gangquarz	4,6	12,9	12,8	70	90
Kieselschiefer	9,9	8,8	12,8		
Tonschiefer	0,6	2,1	5,8		
Granit u. Pegmatit	10,0	7,7	18,2		
Porphyr	0,6	-	1,8		
Mergel u. Rest	2,7	0,7	0,5	30	10

Sand Abbesbüttel:

Mineralbestand : über 90 Gew.-% Quarz

Nebengemengteile: Biotit, Schwerminerale wie Zirkon, Apatit u.a.

Korngröße : vorwiegend zwischen 0,05 und 0,5 mm

Kornform : sehr gut gerundet

Sand Sonnenberg :

Mineralbestand : ca. 70 Gew.-% Quarz, ca. 30 Gew.-% Gesteinsbruchstücke wie
Tonschiefer, Quarzit, Feldspäte

Korngröße : 0,05 bis 2 mm

Kornform : gut gerundet

Tab. 3.5 Petrographische Analyse des Zuschlages

Versuchskörper		Baustoffe/m ³ Beton (in kg)			W/Z-Wert	Frischbetonröhdichte
		Zement	Zuschlag	Wasser	[-]	[kg/dm ³]
DK 1-4	Soll	230	1885	219	0,95	2,334
	Ist	233	1906	221	0,95	2,360

Tab. 3.6 Betonzusammensetzung

Versuchskörper	Betonalter	Würfeldruckfestigkeit	Prismendruckfestigkeit	Spaltzugfestigkeit	Druck-E-Modul
	[Tage]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
DK 1 und DK 2	8	25,3	-	2,09	-
	28	31,8	27,5	2,41	23300
	120	35,0	27,9	2,43	23700
DK 3 und DK 4	8	21,5	-	1,73	-
	28	29,2	23,2	2,31	22500
	120	31,7	23,2	2,21	23800

Tab. 3.7 Festigkeitseigenschaften der Betone

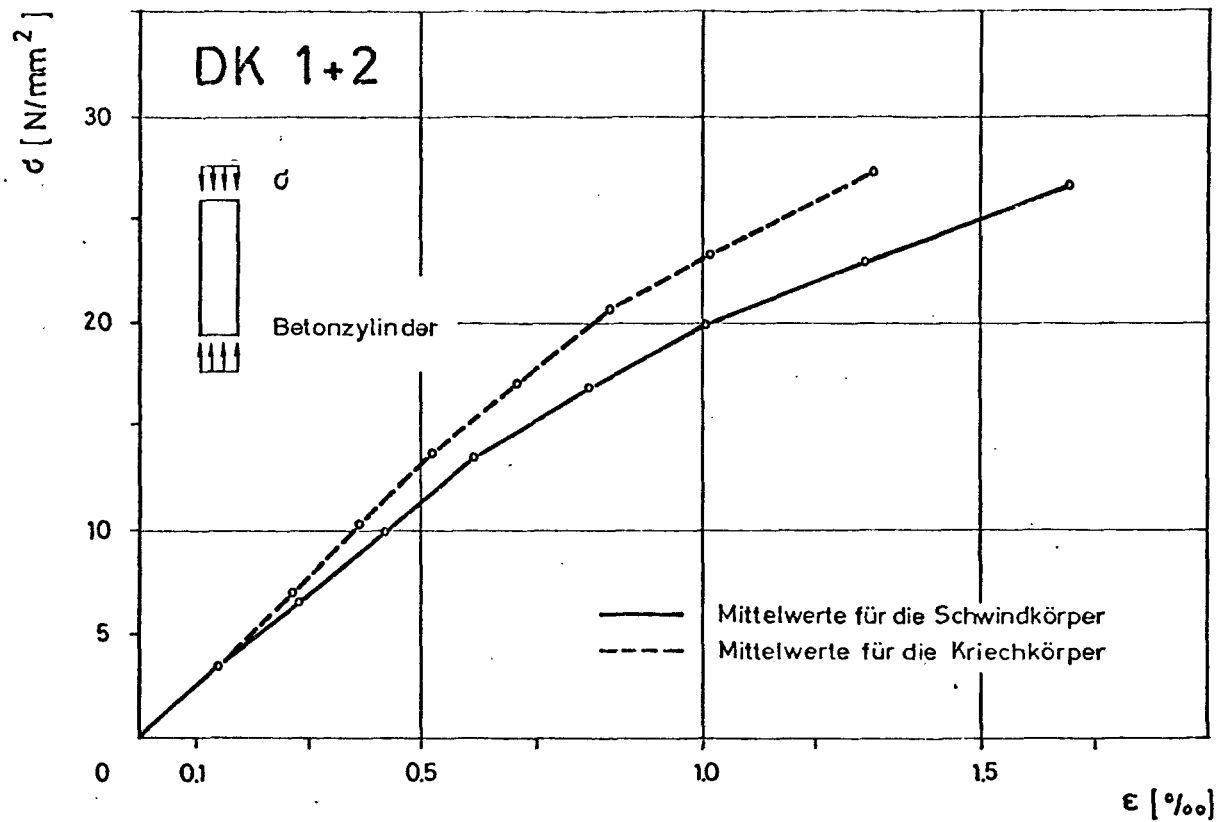


Bild 3.1 Spannungs-Dehnungslinie des Betons am Ende der Langzeitversuche an DK 1 und DK 2

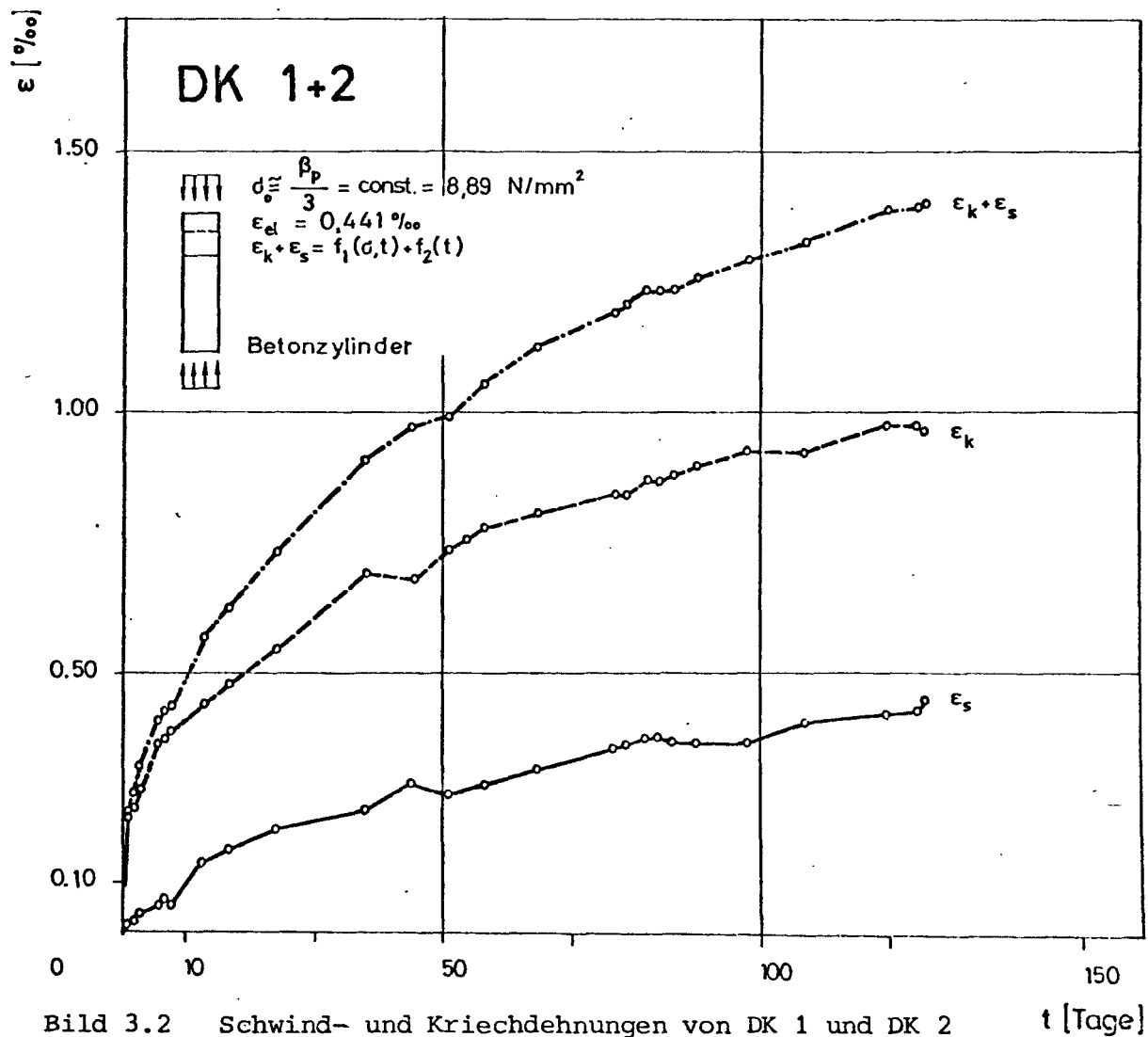


Bild 3.2 Schwind- und Kriechdehnungen von DK 1 und DK 2

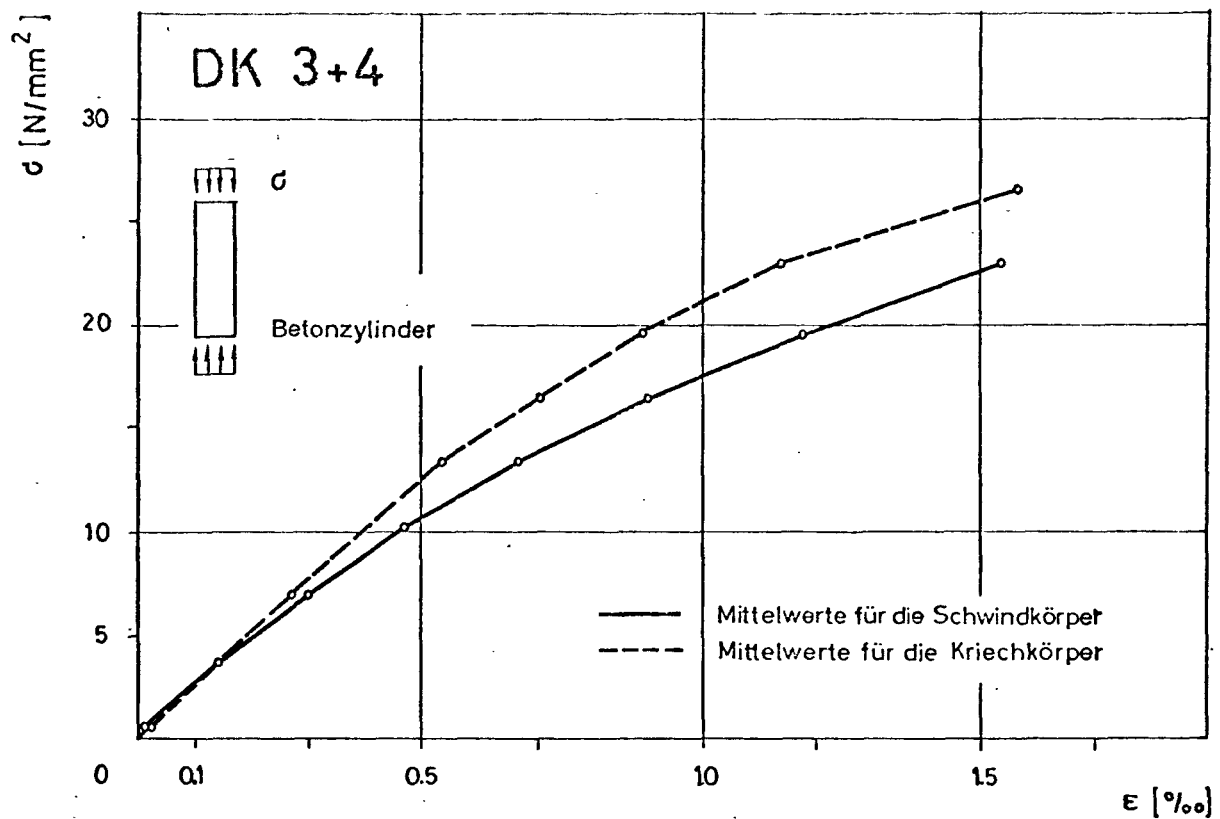


Bild 3.3 Spannungs-Dehnungsline des Betons
am Ende der Langzeitversuche an DK 3 und DK 4

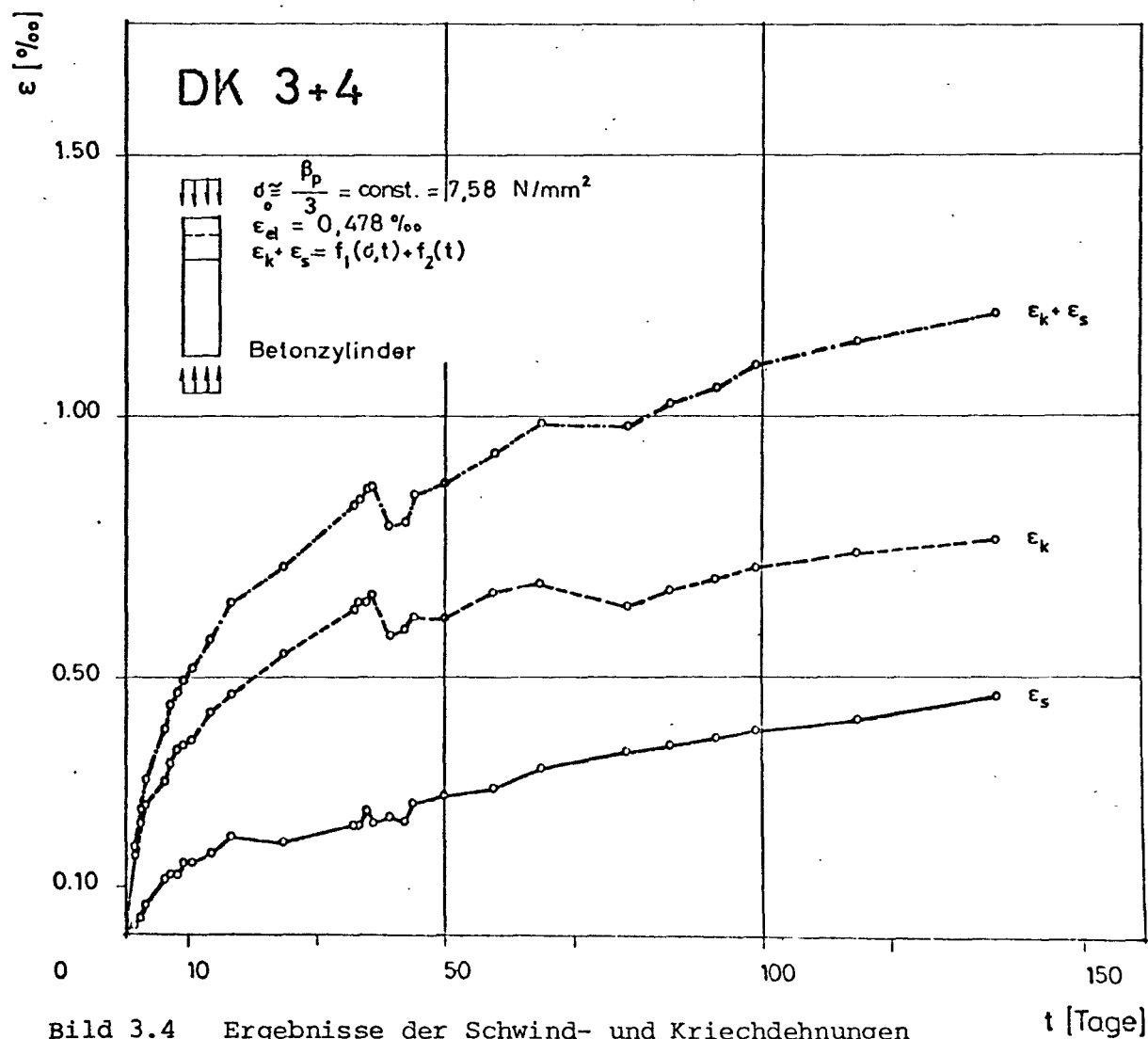


Bild 3.4 Ergebnisse der Schwind- und Kriechdehnungen
von DK 3 und DK 4

Probe Nr.	Stahlsorte	Nenn- \emptyset	\emptyset (Ist)	Querschnitt A (Ist)	Streckgrenze bez. auf Ist- \emptyset β_S	Zugfestigkeit bez. auf Ist- \emptyset β_Z	Bruchdehnung δ_{10}
		[mm]	[mm]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
1	RK 420/500	6	6,07	28,98	431,0	514,1	12,5
2	"	6	6,08	29,04	430,0	513,1	12,2
3	"	6	6,10	29,26	423,8	509,2	14,2
1	"	10	10,00	78,64	393,1	475,8	14,0
2	"	10	9,92	77,32	395,9	473,4	13,0
3	"	10	9,99	78,44	394,1	471,9	13,5
1	"	10	9,86	76,36	408,6	484,5	16,0
2	"	10	9,69	73,75	420,4	504,4	17,0
3	"	10	9,68	73,59	423,9	505,5	16,0

Tab. 3.8 Mechanische Eigenschaften der Betonstähle

Stab- nenn- durchm.	Schräg- rippen- abstand	Rippenneigung Stabachse	Rippenhöhe			Höhe d. Längs- rippen	Gang- höhe	Schräg- rippen- länge	bezogene Rippen- fläche
			Mitte	1.V.P.	2.V.P.				
[mm]	[mm]	[°]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]
6,0	5,92	42,0	0,41	0,28	0,32	0,65	69,0	16,0	0,070
6,0	6,00	42,0	0,42	0,30	0,30	0,70	72,0	16,0	0,070
6,0	5,95	42,0	0,40	0,29	0,31	0,60	70,0	16,0	0,068
10,0	10,90	45,0	0,73	0,54	0,52	1,05	120,0	30,0	0,076
10,0	10,40	45,0	0,74	0,53	0,53	1,00	85,0	30,0	0,083
10,0	10,50	45,0	0,76	0,55	0,51	1,00	115,0	30,0	0,079
10,0	10,50	40,0	0,83	0,65	0,58	0,90	115,0	28,0	0,076
10,0	10,30	40,0	0,82	0,56	0,62	0,80	110,0	29,0	0,076
10,0	10,30	40,0	0,83	0,60	0,58	0,85	110,0	28,0	0,075

Tab. 3.9 Profilierung der Betonstähle

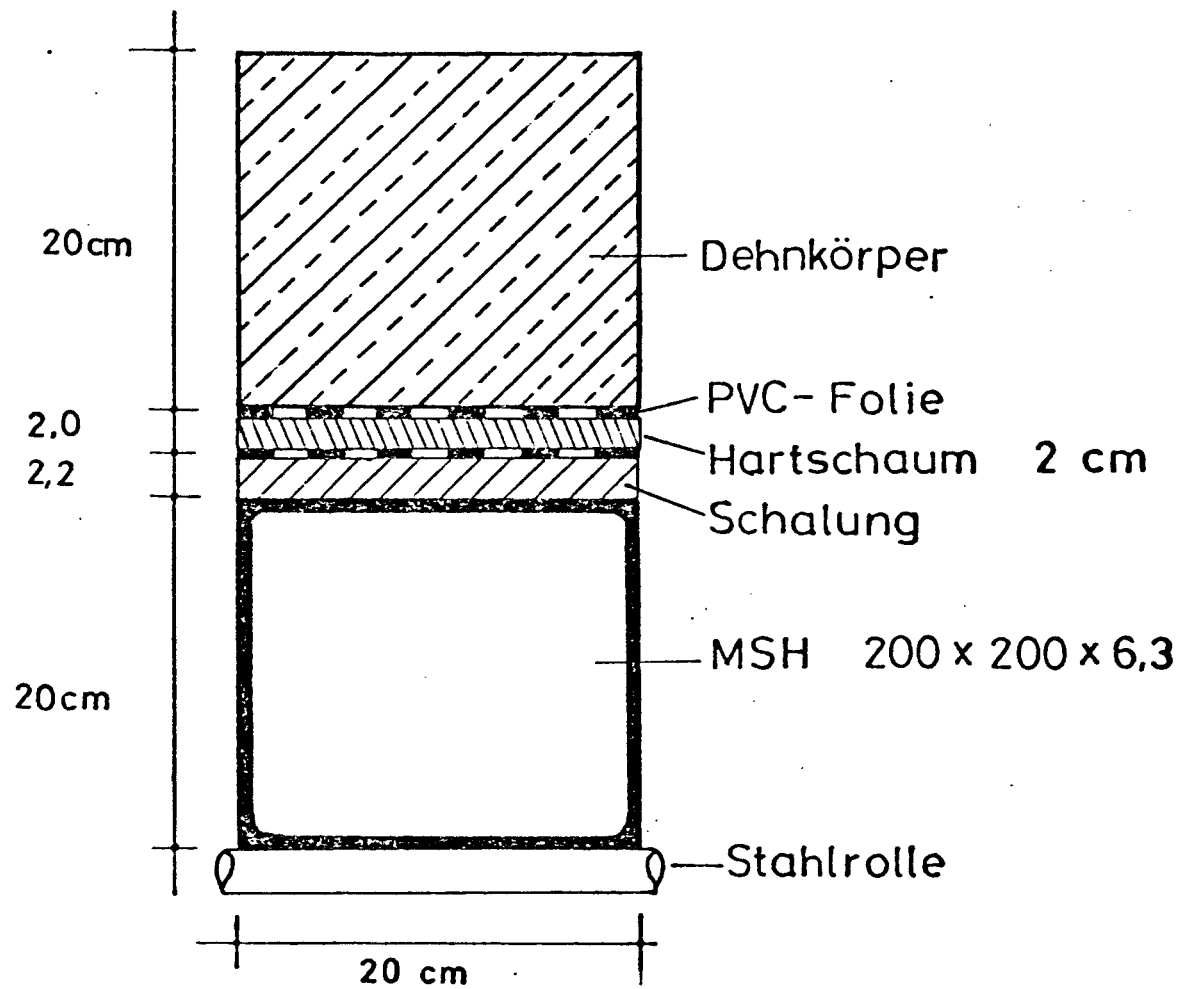


Bild 4.1 Aufbau des Schalungsbodens

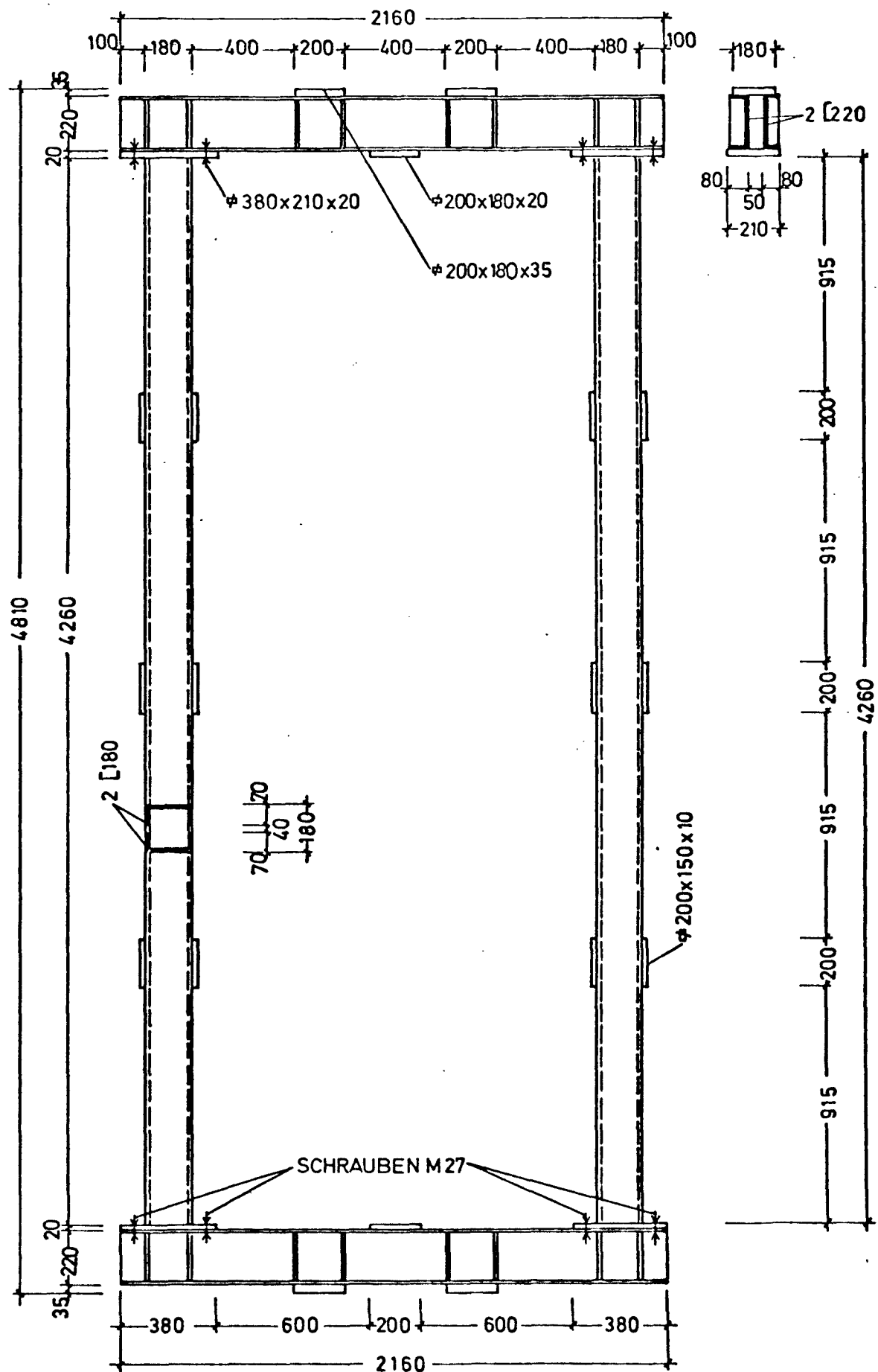


Bild 4.2 Prüfrahmen

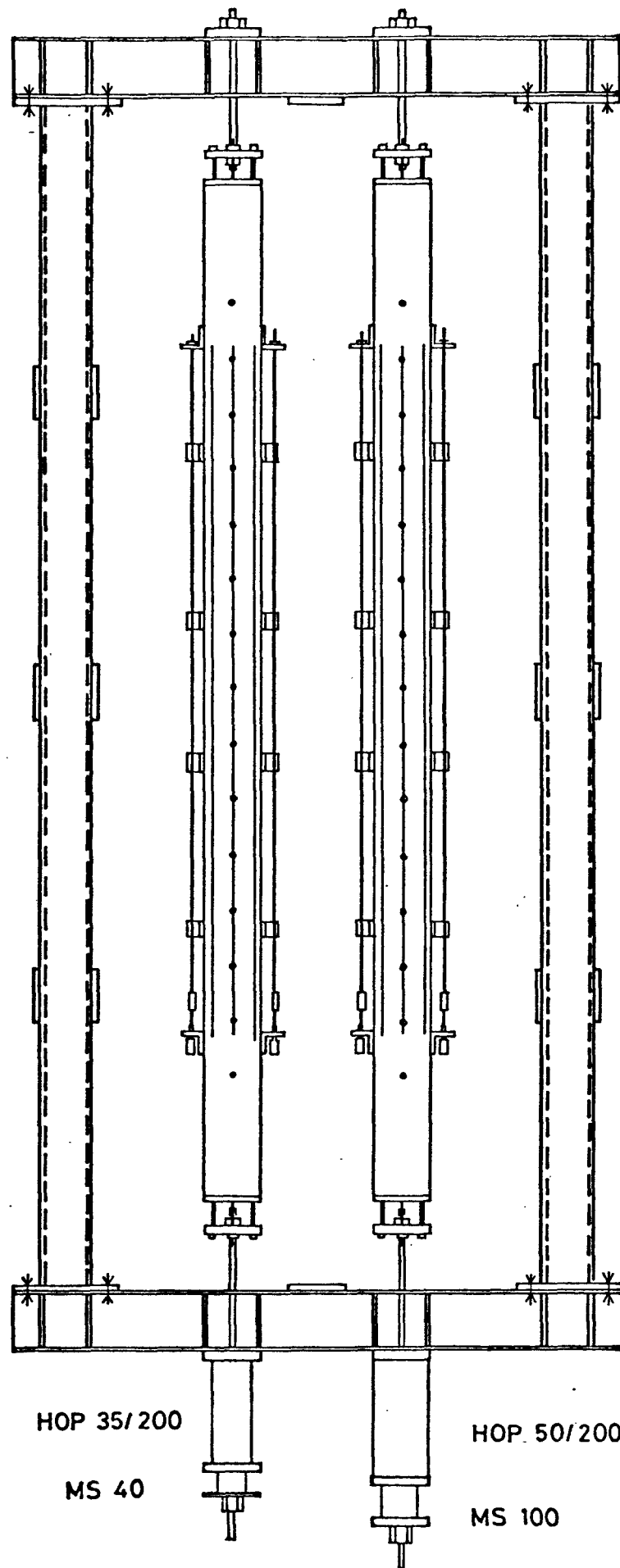


Bild 4.3 Versuchsaufbau

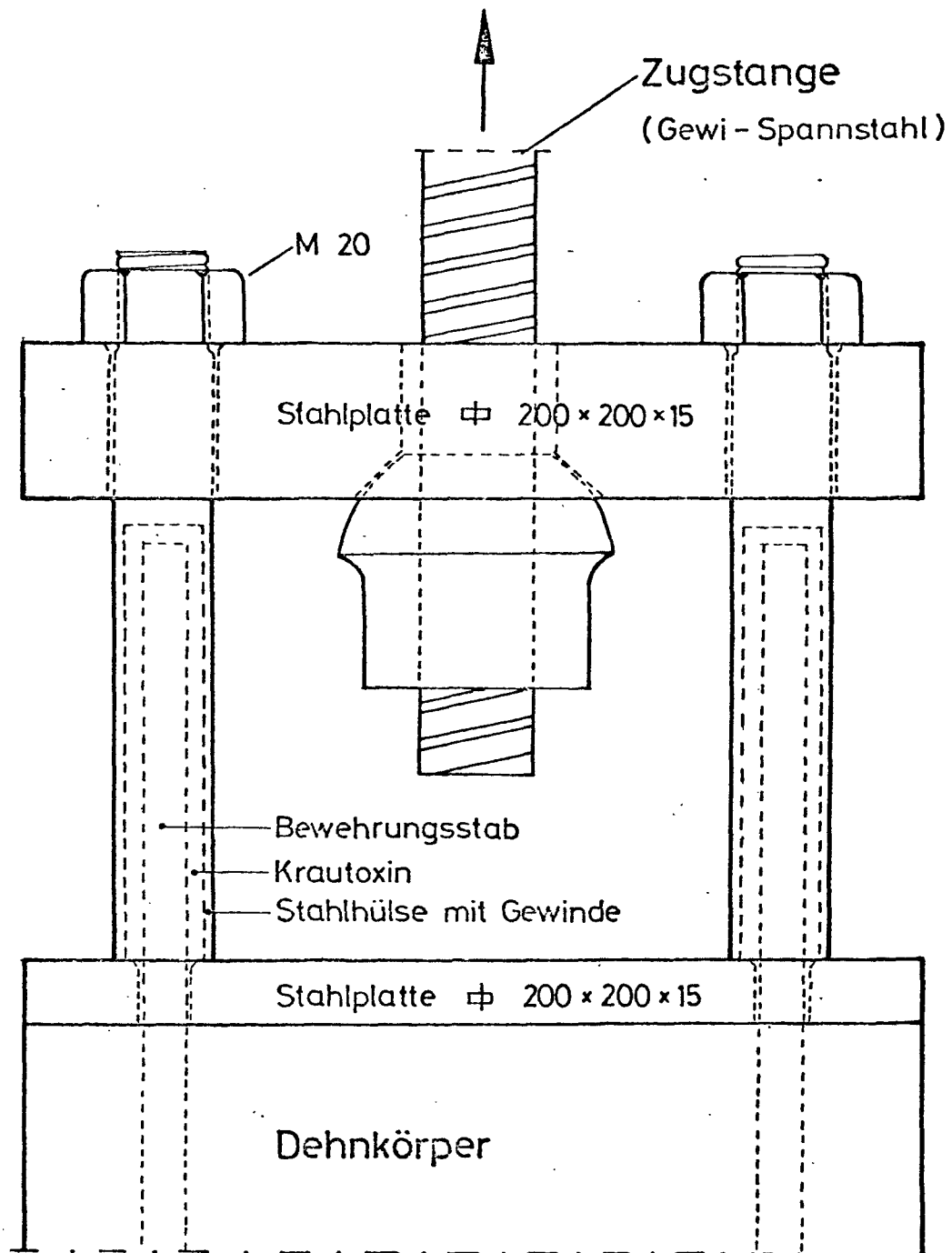


Bild 4.4 Einrichtung zur Kraftübertragung auf den Dehnkörper

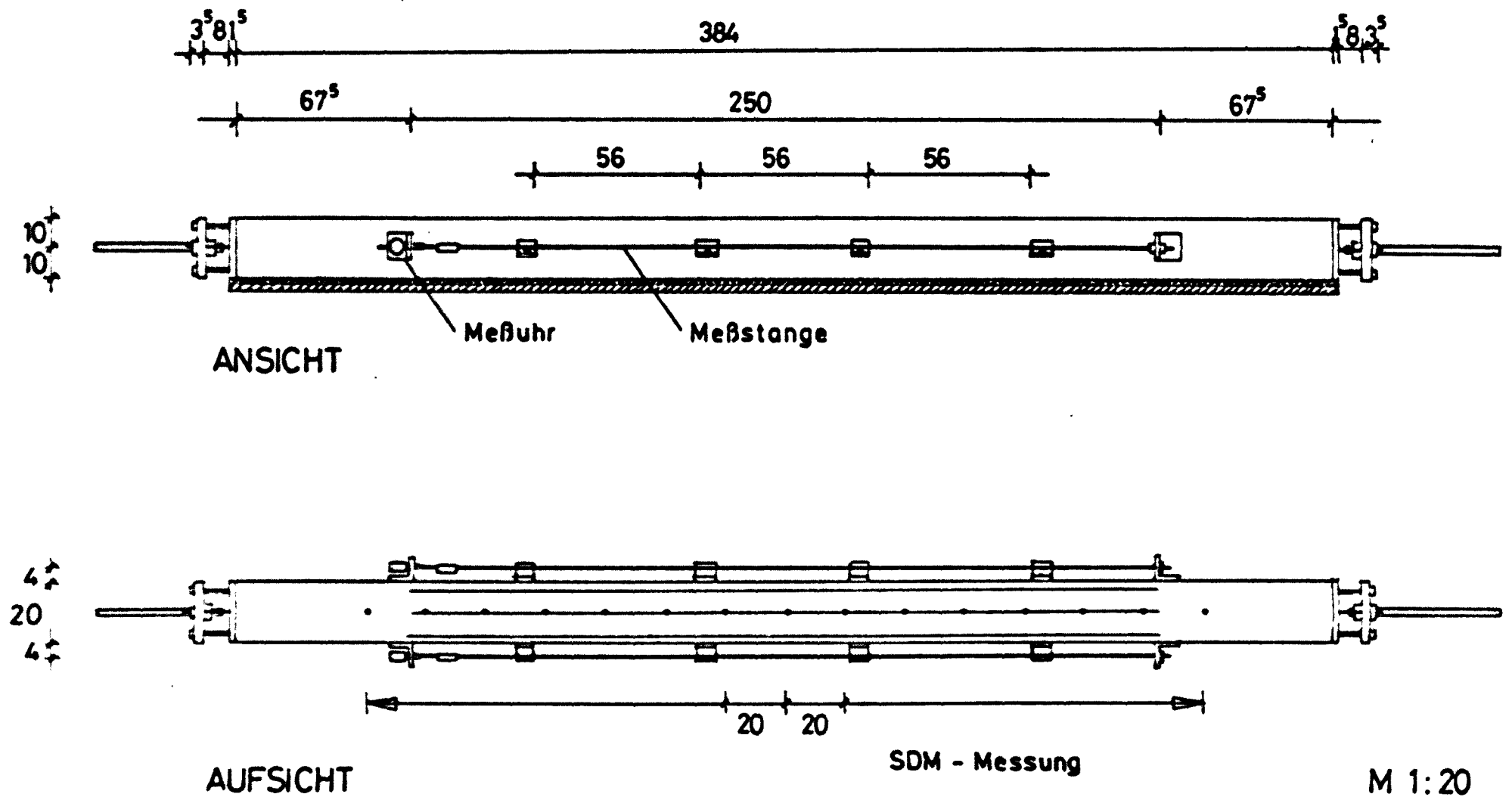


Bild 4.5 Anordnung der Meßstellen für die Messung der Längsdehnungen (DK 1, 2 und 4)

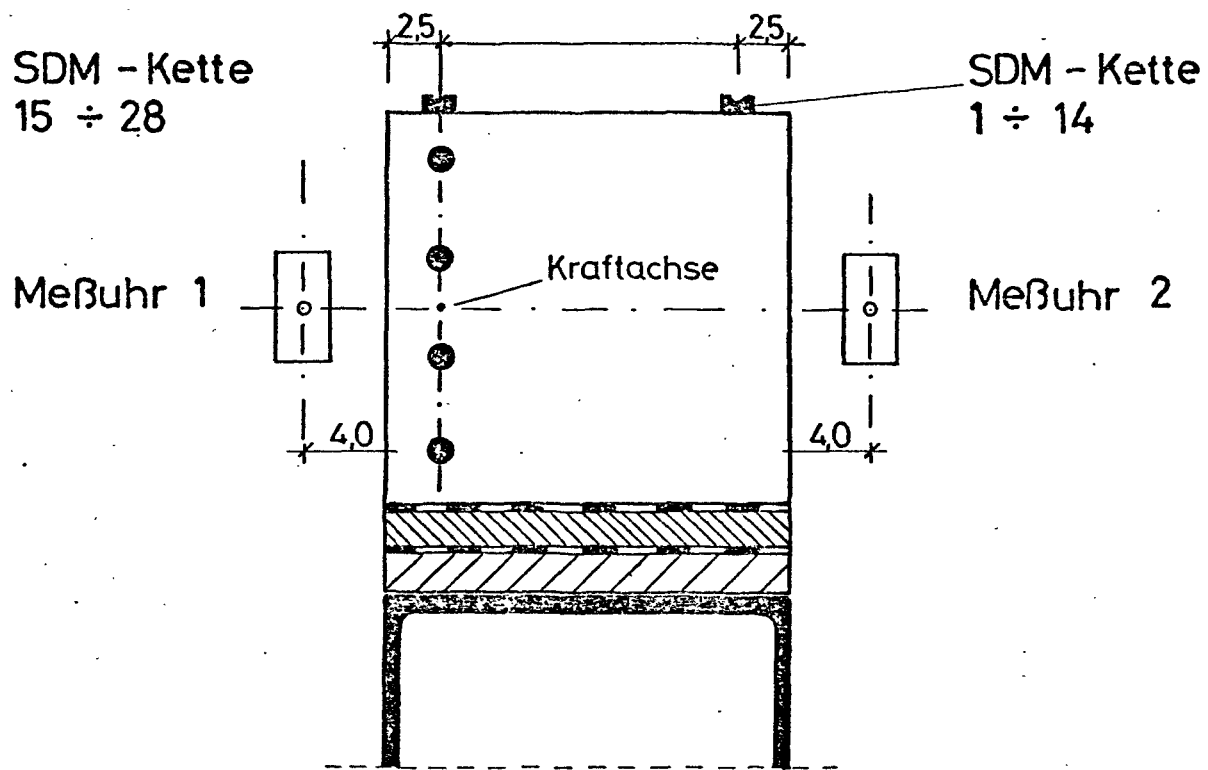


Bild 4.6 Querschnitt von Dehnkörper DK 3 mit Meßanordnung

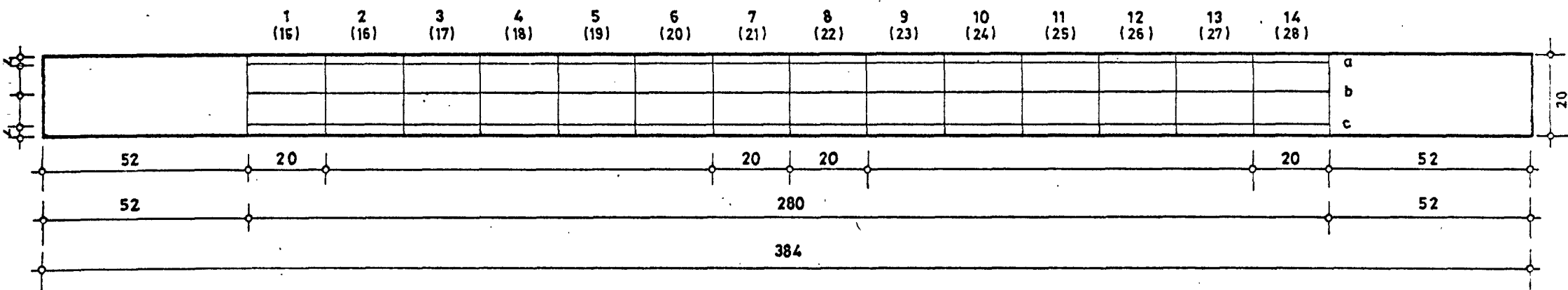


Bild 4.7 Raster für die Rißübertragung

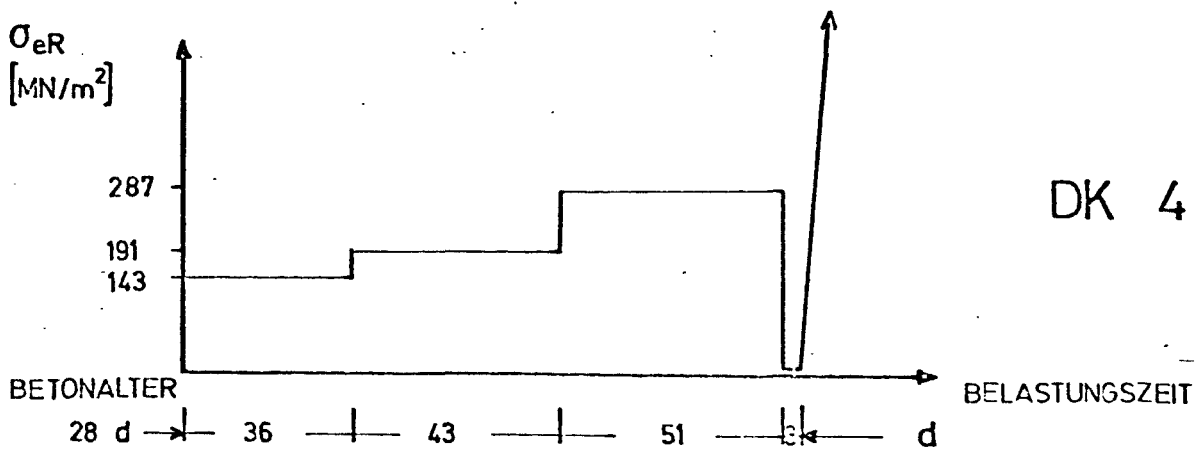
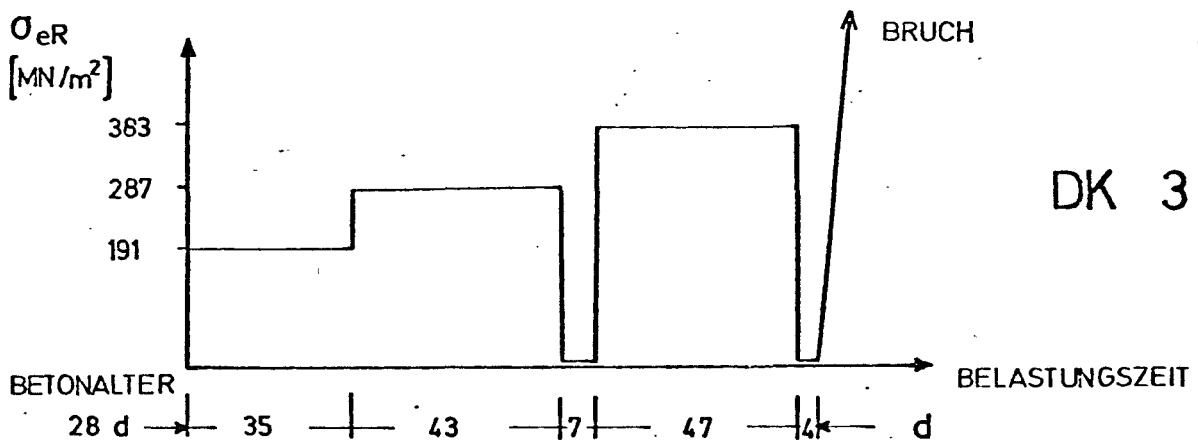
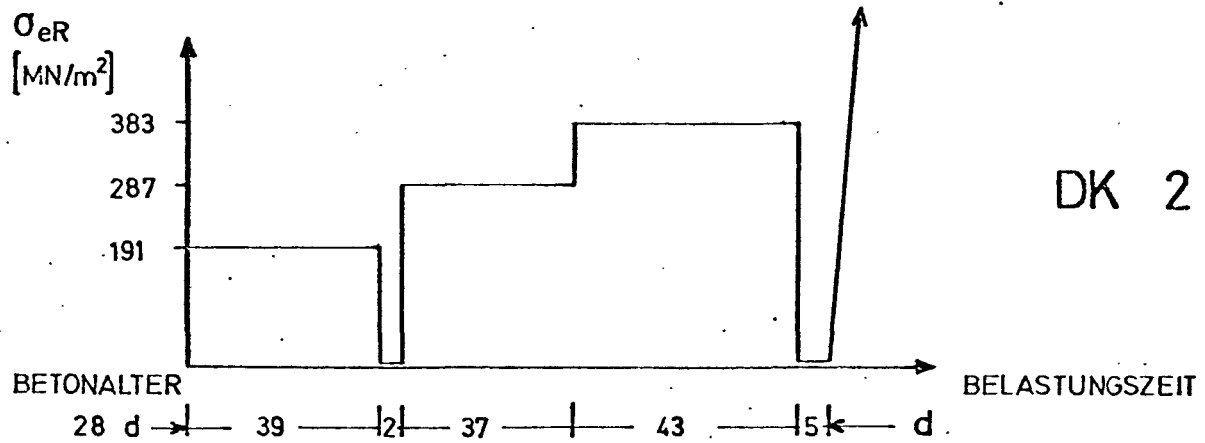
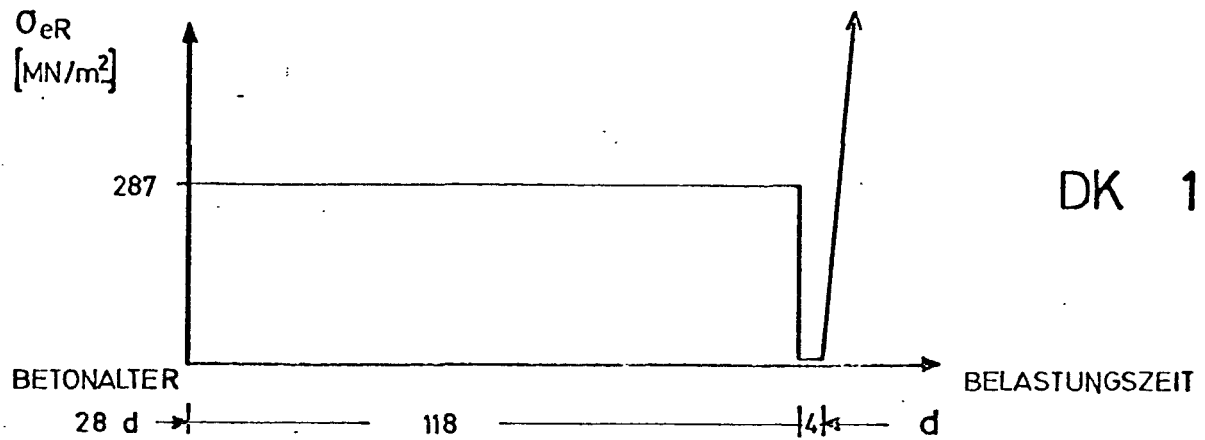


Bild 5.1 Lastgeschichten

Versuchskörper DK 1				Versuchskörper DK 2			
Laststufe	Z	Z/A _s	Lastdauer	Laststufe	Z	Z/A _s	Lastdauer
-	kN	MN/m ²	[Tage]	-	kN	MN/m ²	[Tage]
1	10	31,85		1	10	31,85	
2	20	63,69		2	20	63,69	
3	30	95,54		3	30	95,54	
4	40	127,39		4	30	95,54	
5	50	159,24		5	40	127,39	
6	60	191,08		6	50	159,24	
7	70	222,93		7	60	191,08	t= 0
8	70	222,93		8	-"-	-"-	t= 0,01
9	0	0		9	-"-	-"-	t= 0,10
10	0	0		10	-"-	-"-	t= 0,73
11	0	0		11	-"-	-"-	t= 1,06
12	10	31,85		12	-"-	-"-	t= 1,75
13	20	63,69		13	-"-	-"-	t= 2,08
14	30	95,54		14	-"-	-"-	t= 2,75
15	40	127,39		15	-"-	-"-	t= 3,75
16	50	159,24		16	-"-	-"-	t= 6,75
17	60	191,08		17	-"-	-"-	t= 7,75
18	70	222,93		18	-"-	-"-	t= 8,75
19	80	254,78		19	-"-	-"-	t= 9,92
20	90	286,62	t= 0	20	-"-	-"-	t=11,02
21	-"-	-"-	t= 0,24	21	-"-	-"-	t=14,08
22	-"-	-"-	t= 0,95	22	-"-	-"-	t=18,04
23	-"-	-"-	t= 3,95	23	-"-	-"-	t=25,04
24	-"-	-"-	t= 4,95	24	-"-	-"-	t=34,83
25	-"-	-"-	t= 5,95	25	60	191,08	t=38,71
26	-"-	-"-	t= 7,12	26	30	95,54	
27	-"-	-"-	t= 8,22	27	0	0	
28	-"-	-"-	t=11,26	28	0	0	
29	-"-	-"-	t=15,30	29	30	95,54	
30	-"-	-"-	t=22,30	30	60	191,08	
31	-"-	-"-	t=32,09	31	70	222,93	
32	-"-	-"-	t=43,19	32	80	254,78	
33	-"-	-"-	t=63,94	33	90	286,62	t= 0
34	-"-	-"-	t=83,94	34	-"-	-"-	t= 0,06
35	90	286,62	t=117,94	35	-"-	-"-	t= 0,14

Tab. 5.1 a Zusammenstellung der Laststufen

Versuchskörper DK 1 und DK 2

Versuchskörper DK 1				Versuchskörper DK 2			
Laststufe	Z	Z/A_s	Lastdauer	Laststufe	Z	Z/A_s	Lastdauer
-	kN	MN/m^2	[Tage]	-	kN	MN/m^2	[Tage]
36	40	127,39		36	-"	-"	t= 0,90
37	0	0	t= 0	37	-"	-"	t= 1,23
38	0	0	t= 0,97	38	-"	-"	t= 4,25
39	0	0	t= 1,22	39	-"	-"	t=10,00
40	0	0	t= 3,97	40	-"	-"	t=16,00
41	40	127,39		41	-"	-"	t=25,00
42	90	286,62		42	90	286,62	t=36,00
43	100	318,47		43	100	318,47	
44	110	350,32		44	110	350,32	
45	120	382,17		45	120	382,17	t= 0
46	130	414,01		46	-"	-"	t= 0,04
47	140	445,86		47	-"	-"	t= 0,17
48	153	487,26		48	-"	-"	t= 0,86
				49	-"	-"	t= 1,17
				50	-"	-"	t= 1,86
				51	-"	-"	t= 2,17
				52	-"	-"	t= 2,86
				53	-"	-"	t= 4,86
				54	-"	-"	t= 6,86
				55	-"	-"	t=10,86
				56	-"	-"	t=18,86
				57	-"	-"	t=27,86
				58	120	382,17	t=40,86
				59	60	191,08	
				60	0	0	t= 0
				61	0	0	t= 0,75
				62	0	0	t= 0,99
				63	0	0	t= 3,75
				64	0	0	t= 4,75
				65	60	191,08	
				66	120	382,17	
				67	130	414,01	
				68	140	445,86	
				69	148	471,34	

Tab. 5.1.b Zusammenstellung der Laststufen -

Versuchskörper DK 1 und DK 2

Versuchskörper DK 3				Versuchskörper DK 4			
Laststufe	Z	M	Lastdauer	Laststufe	Z	Z/A_s	Lastdauer
-	kN	kNm	[Tage]	-	kN	MN/m^2	[Tage]
1	10	0,75		1	10	15,92	
2	20	1,50		2	20	31,85	
3	30	2,25		3	30	47,77	
4	40	3,00		4	40	63,69	
5	50	3,25		5	50	79,62	
6	60	4,50	t= 0	6	60	95,54	
7	"-	"-	t= 0,15	7	70	111,46	
8	"-	"-	t= 0,21	8	80	127,39	
9	"-	"-	t= 0,92	9	90	143,31	t= 0
10	"-	"-	t= 1,21	10	"-	"-	t= 0,17
11	"-	"-	t= 1,92	11	"-	"-	t= 0,24
12	"-	"-	t= 2,21	12	"-	"-	t= 0,91
13	"-	"-	t= 2,92	13	"-	"-	t= 1,18
14	"-	"-	t= 3,19	14	"-	"-	t= 1,91
15	"-	"-	t= 5,92	15	"-	"-	t= 2,18
16	"-	"-	t= 6,92	16	"-	"-	t= 2,91
17	"-	"-	t= 7,93	17	"-	"-	t= 3,18
18	"-	"-	t= 8,96	18	"-	"-	t= 3,91
19	"-	"-	t= 9,96	19	"-	"-	t= 4,19
20	"-	"-	t=13,02	20	"-	"-	t= 6,91
21	"-	"-	t=16,95	21	"-	"-	t= 7,91
22	"-	"-	t=23,91	22	"-	"-	t= 8,89
23	60	4,50	t=34,91	23	"-	"-	t= 9,93
24	70	5,25		24	"-	"-	t=10,92
25	80	6,00		25	"-	"-	t=13,99
26	90	6,75	t= 0	26	"-	"-	t=17,42
27	"-	"-	t= 0	27	"-	"-	t=24,92
28	"-	"-	t= 0,27	28	90	143,31	t=35,92
29	"-	"-	t= 1,00	29	100	159,24	
30	"-	"-	t= 1,27	30	110	175,16	

Tab. 5.2 a Zusammenstellung der Laststufen
Versuchskörper DK 3 und DK 4

Versuchskörper DK 3				Versuchskörper DK 4			
Laststufe	Z	M	Lastdauer	Laststufe	Z	Z/A_s	Lastdauer
-	kN	kNm	[Tage]	-	kN	MN/m^2	[Tage]
31	90	6,75	t= 2,00	31	120	191,08	t= 0
32	"-	"-	t= 2,27	32	"-	"-	t= 0
33	"-	"-	t= 3,00	33	"-	"-	t= 0,27
34	"-	"-	t= 3,27	34	"-	"-	t= 1,00
35	"-	"-	t= 5,00	35	"-	"-	t= 1,27
36	"-	"-	t= 7,00	36	"-	"-	t= 2,00
37	"-	"-	t= 9,00	37	"-	"-	t= 2,27
38	"-	"-	t=14,00	38	"-	"-	t= 3,00
39	"-	"-	t=22,00	39	"-	"-	t= 3,27
40	"-	"-	t=29,00	40	"-	"-	t= 4,00
41	"-	"-	t=42,01	41	"-	"-	t= 6,00
42	90	6,75	t=42,06	42	"-	"-	t= 8,00
43	100	7,50		43	"-	"-	t=13,00
44	0	0		44	"-	"-	t=21,01
45	60	4,50		45	"-	"-	t=28,00
46	100	7,50		46	"-	"-	t=41,00
47	110	8,25		47	120	191,08	t=41,03
48	120	9,00	t= 0	48	140	222,93	
49	"-	"-	t= 0,11	49	160	254,78	
50	"-	"-	t= 0,19	50	180	286,62	t= 0
51	"-	"-	t= 0,90	51	"-	"-	t= 0,06
52	"-	"-	t= 1,88	52	"-	"-	t= 0,20
53	"-	"-	t= 2,11	53	"-	"-	t= 0,89
54	"-	"-	t= 4,96	54	"-	"-	t= 3,90
55	"-	"-	t= 7,04	55	"-	"-	t= 4,89
56	"-	"-	t= 9,10	56	"-	"-	t= 5,89
57	"-	"-	t=13,85	57	"-	"-	t= 7,89
58	"-	"-	t=20,85	58	"-	"-	t= 8,10
59	"-	"-	t=29,86	59	"-	"-	t=11,02
60	120	9,00	t=46,90	60	"-	"-	t=11,05

Tab. 5.2 b Zusammenstellung der Laststufen
Versuchskörper DK 3 und DK 4

Versuchskörper DK 3				Versuchskörper DK 4			
Laststufe	Z	M	Lastdauer	Laststufe	Z	Z/A_s	Lastdauer
-	kN	kNm	[Tage]	-	kN	MN/m^2	[Tage]
61	60	4,50		61	180	286,62	t=11,08
62	0	0	t= 0	62	-"-	-"-	t=11,94
63	0	0	t= 0,92	63	-"-	-"-	t=13,05
64	0	0	t= 1,15	64	-"-	-"-	t=19,93
65	0	0	t= 1,92	65	-"-	-"-	t=28,92
66	0	0	t= 2,15	66	180	286,62	t=52,95
67	0	0	t= 3,92	67	90	143,31	
68	60	4,50		68	0	0	t= 0
69	120	9,00		69	0	0	t= 0,75
70	130	9,75		70	0	0	t= 1,04
71	140	10,50		71	0	0	t= 1,75
72	149	11,18		72	0	0	t= 2,04
				73	0	0	t= 2,75
				74	90	143,31	
				75	180	286,62	
				76	200	318,47	
				77	220	350,32	
				78	240	382,17	
				79	260	414,01	
				80	287	457,01	

Tab. 5.2 c Zusammenstellung der Laststufen
Versuchskörper DK 3 und DK 4

DK	$\beta_w^{1)}$	ist β_{bz}	gem. β_{sz}	rechn. $\beta_{bz5\%}$	A_s	μ	z_R^1	σ_{sR}^1
	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	mm ²	%	kN	MN/m ²
1	32	1,42	2,41	1,68	314	0,785	60	191
2	32	1,42	2,41	1,68	314	0,785	60	191
4	29	1,69	2,31	1,58	628	1,570	75	119

1) Bei Prüfbeginn im Alter 28 d

Tabelle 5.3 Erstribwerte der zentrisch gezogenen Körper

DK 1 und DK 2						DK 4				
z_R	σ_{sR}	ϵ_{sm}	k_{Dm}	$\frac{i}{i_e}$	$\frac{1}{\eta} \frac{a_m}{a_{me}}$	σ_{sR}	ϵ_{sm}	k_{Dm}	$\frac{i}{i_e}$	$\frac{1}{\eta} \frac{a_m}{a_{me}}$
kN	MN/m ²	%	-	-	-	MN/m ²	%	-	-	-
60	191	0,046	1,000	0	∞					
70	223	0,324	0,171	0,257	3,891	(75) 119	0,056	1,000	0	∞
80	255	0,569	0,111	0,426	2,347	127	0,123	0,487	0,152	6,579
90	287	0,793	0,090	0,543	1,842	143	0,252	0,267	0,359	2,787
110	350	1,197	0,073	0,690	1,449	175	0,483	0,171	0,600	1,667
131,8	420	1609	0,065	0,782	1,278	210	0,708	0,139	0,736	1,359
150						237	0,881	0,128	0,802	1,250
170						271	1,064	0,120	0,850	1,176
190						303	1,241	0,115	0,882	1,133
210						334	1,407	0,112	0,904	1,106
230						366	1,576	0,109	0,921	1,086
250						398	1,741	0,108	0,934	1,071
263,6						420	1,854	0,107	0,940	1,063

Tabelle 5.4 Dehnungen, Steifigkeit etc. von DK 1, 2 und 4

z_R	σ_{SR}	ϵ_{sm}	ϵ_{bom}	ϵ_K	κ_K	k_{Dm}	k_{Bm}
kN	MN/m ²	%	%	%	10 ³ mm	-	-
37	118	0,080		~0,040	~0,00080	(1.000) 0,730	(1.000) 0,780
47,1	150	0,333	-0,073	0,076	0,00232	0,490	0,354
62,8	200	0,666	-0,055	0,294	0,00412	0,169	0,266
78,5	250	0,962	-0,044	0,481	0,00575	0,129	0,238
94,2	300	1,238	-0,036	0,651	0,00728	0,114	0,226
109,9	350	1,503	-0,032	0,809	0,00877	0,107	0,218
131,9	420	1,864	-0,026	1,024	0,01080	0,102	0,213

Tabelle 5.5 Dehnungen, Steifigkeiten etc. von DK 3

z_R	σ_{sR}	ϵ_{sm}	ϵ_{bom}	ϵ_K	κ_K	k_{Dm}	k_{Bm}
kN	MN/m ²	%	%	%	10 ³ mm	-	-
37	118	0,080		~0,040	~0,00080	(1.000) 0,730	(1.000) 0,780
47,1	150	0,333	-0,073	0,076	0,00232	0,490	0,354
62,8	200	0,666	-0,055	0,294	0,00412	0,169	0,266
78,5	250	0,962	-0,044	0,481	0,00575	0,129	0,238
94,2	300	1,238	-0,036	0,651	0,00728	0,114	0,226
109,9	350	1,503	-0,032	0,809	0,00877	0,107	0,218
131,9	420	1,864	-0,026	1,024	0,01080	0,102	0,213

Tabelle 5.5 Dehnungen, Steifigkeiten etc. von DK 3

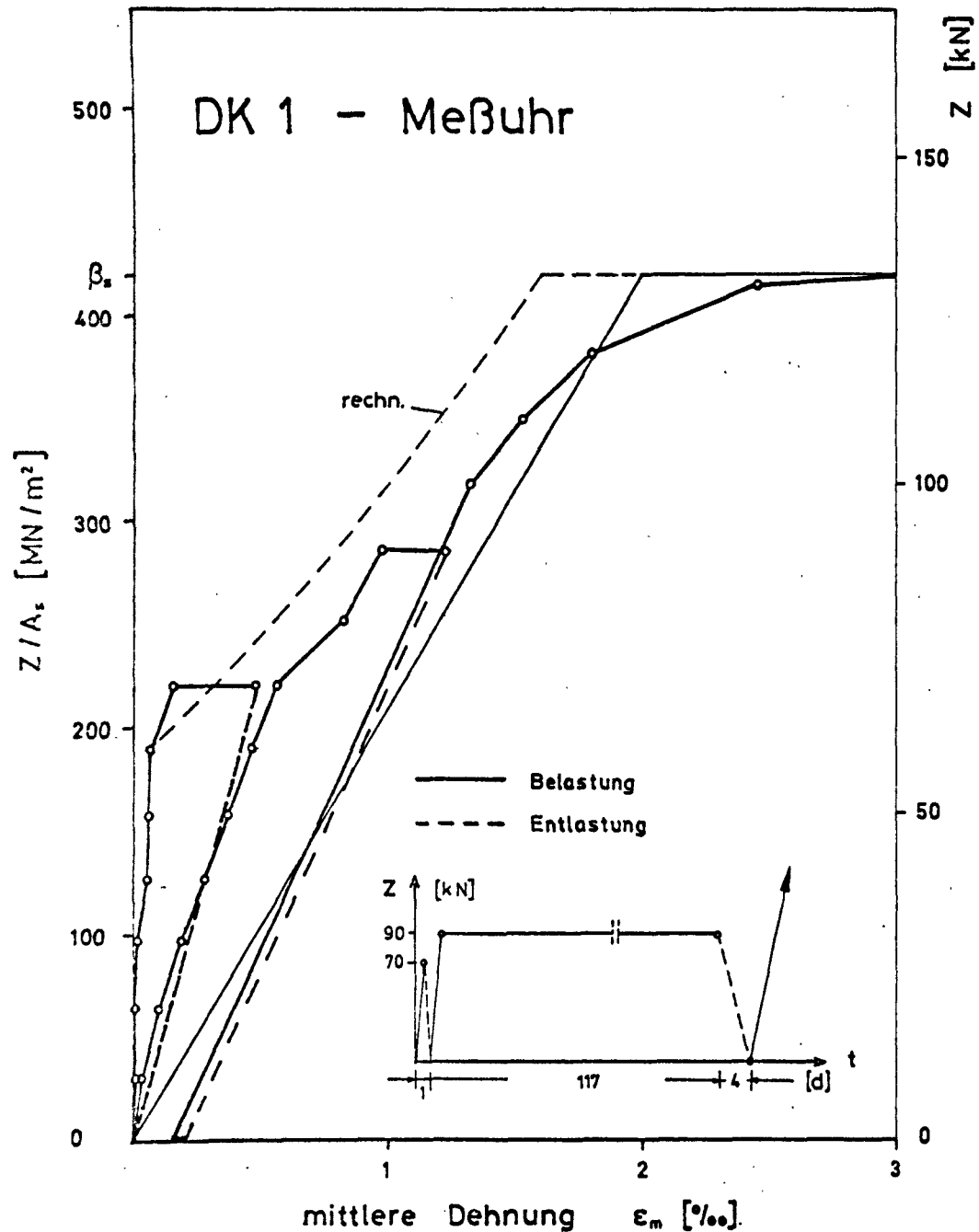


Bild 6.1 Mittlere Dehnung von DK 1 in Abhängigkeit von der Belastung - Meßuhr

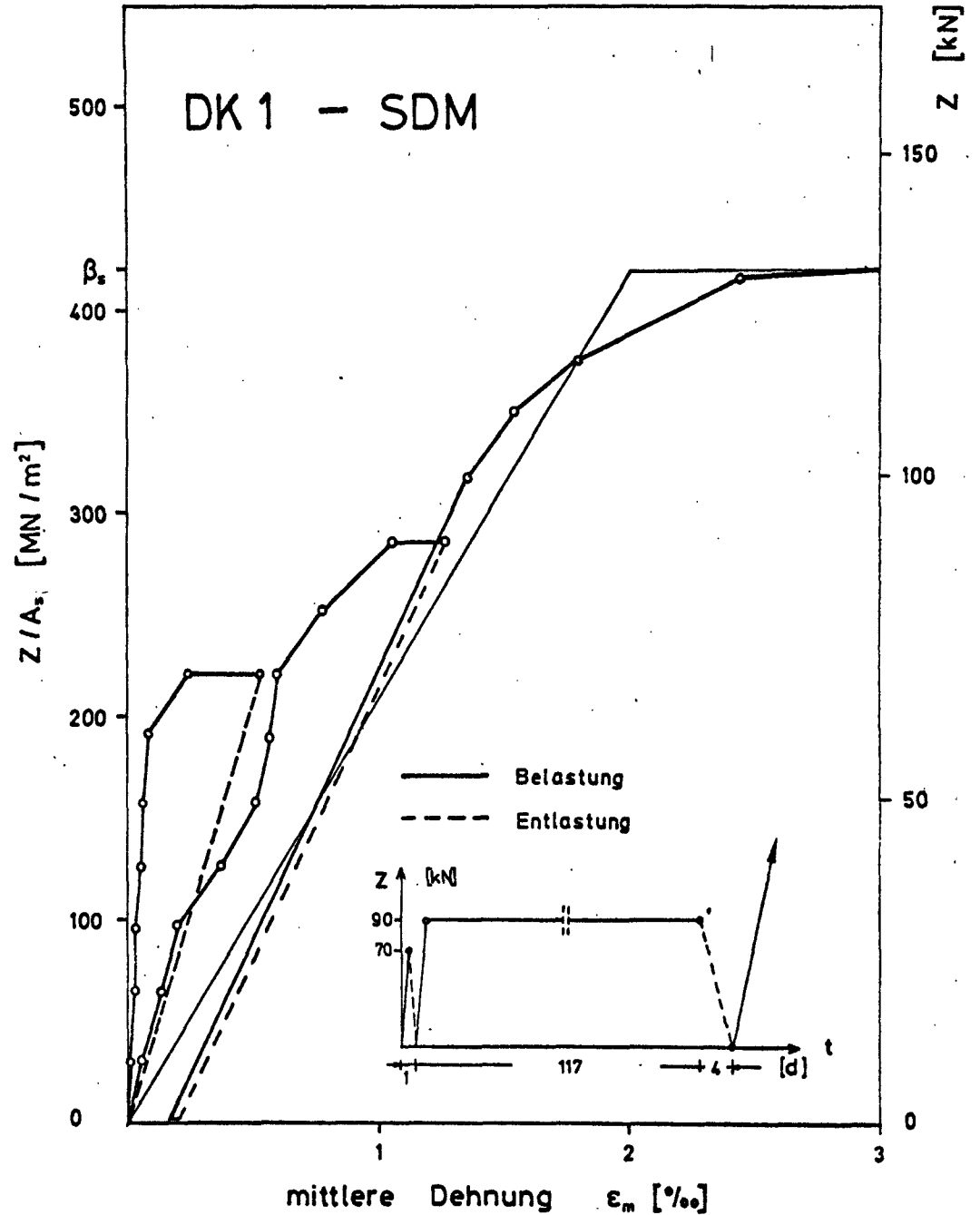


Bild 6.2 Mittlere Dehnung von DK 1 in Abhängigkeit von der Belastung - SDM

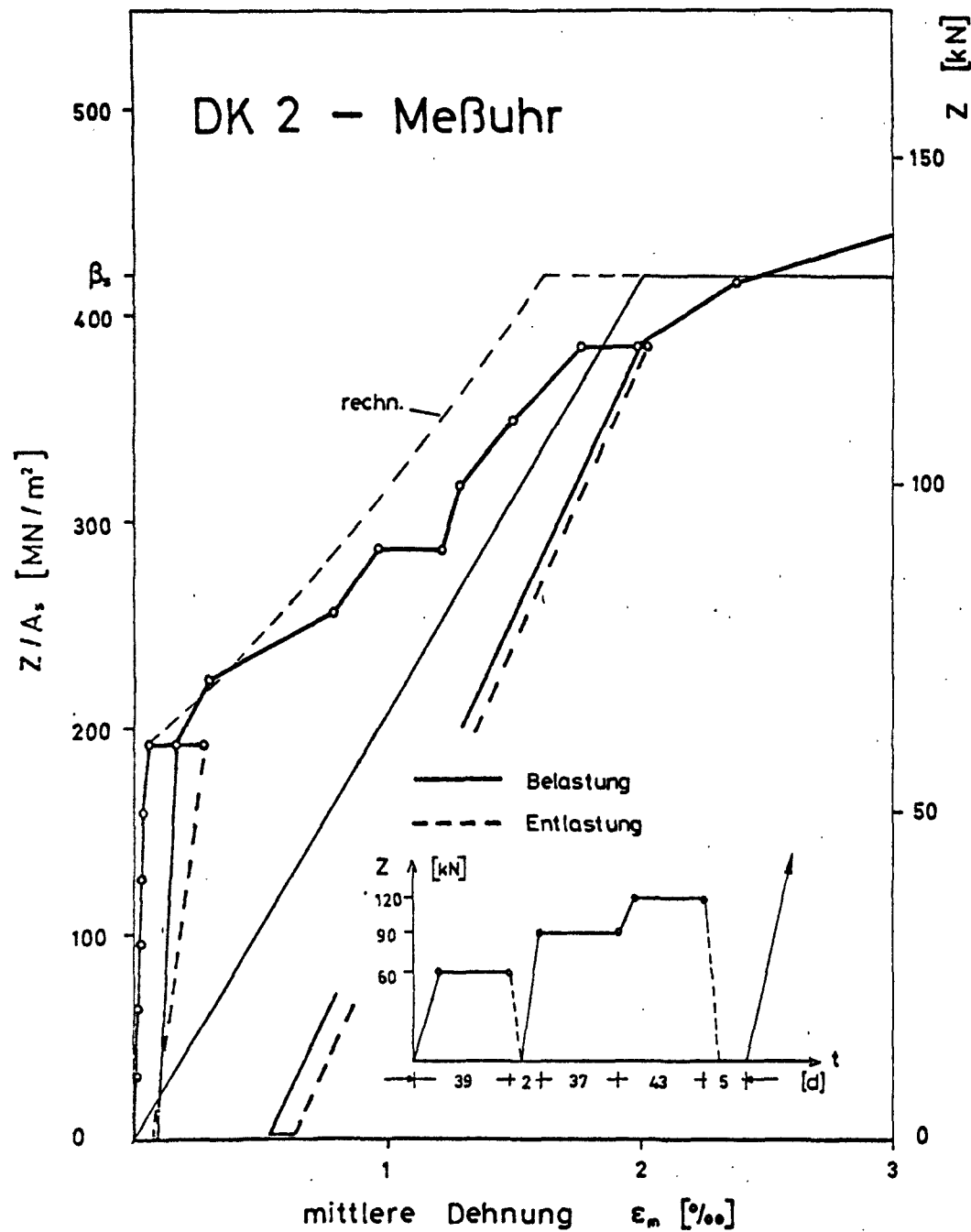


Bild 6.3 Mittlere Dehnung von DK 2 in Abhängigkeit von der Belastung - Meßuhren

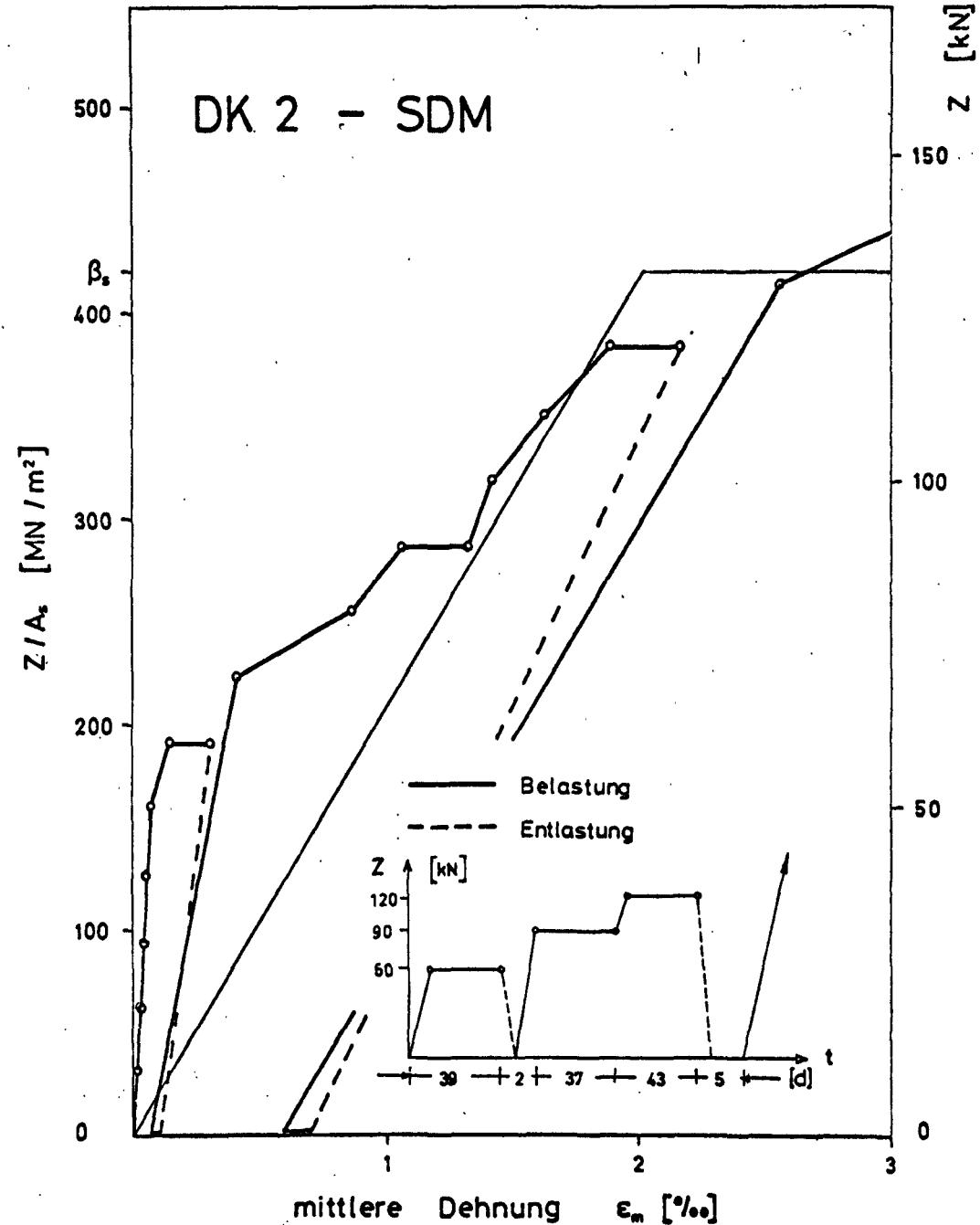


Bild 6.4 Mittlere Dehnung von DK 2 in Abhängigkeit von der Belastung - SDM

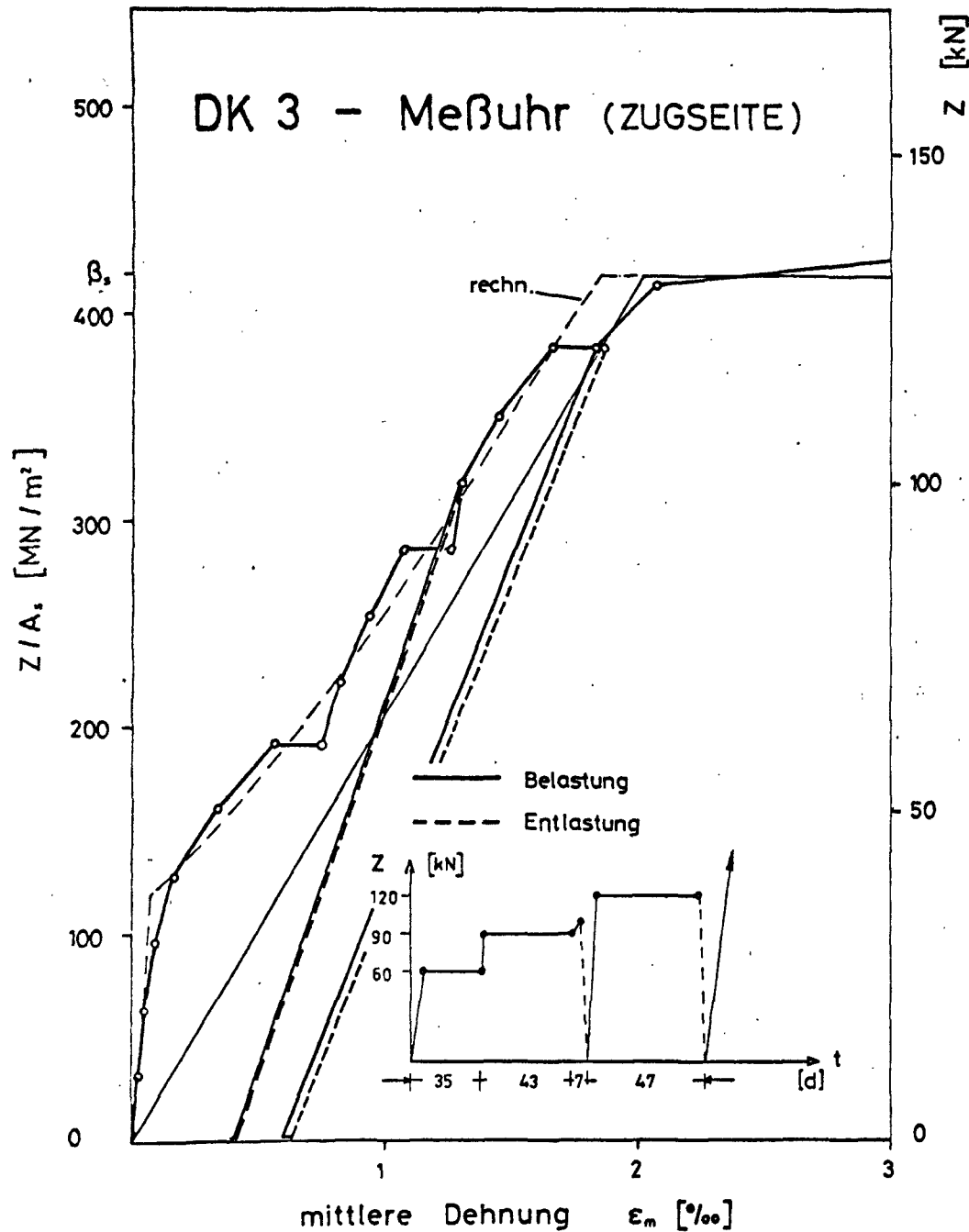


Bild 6.5 Dehnung der Meßuhr 1 in Abhängigkeit von der Belastung

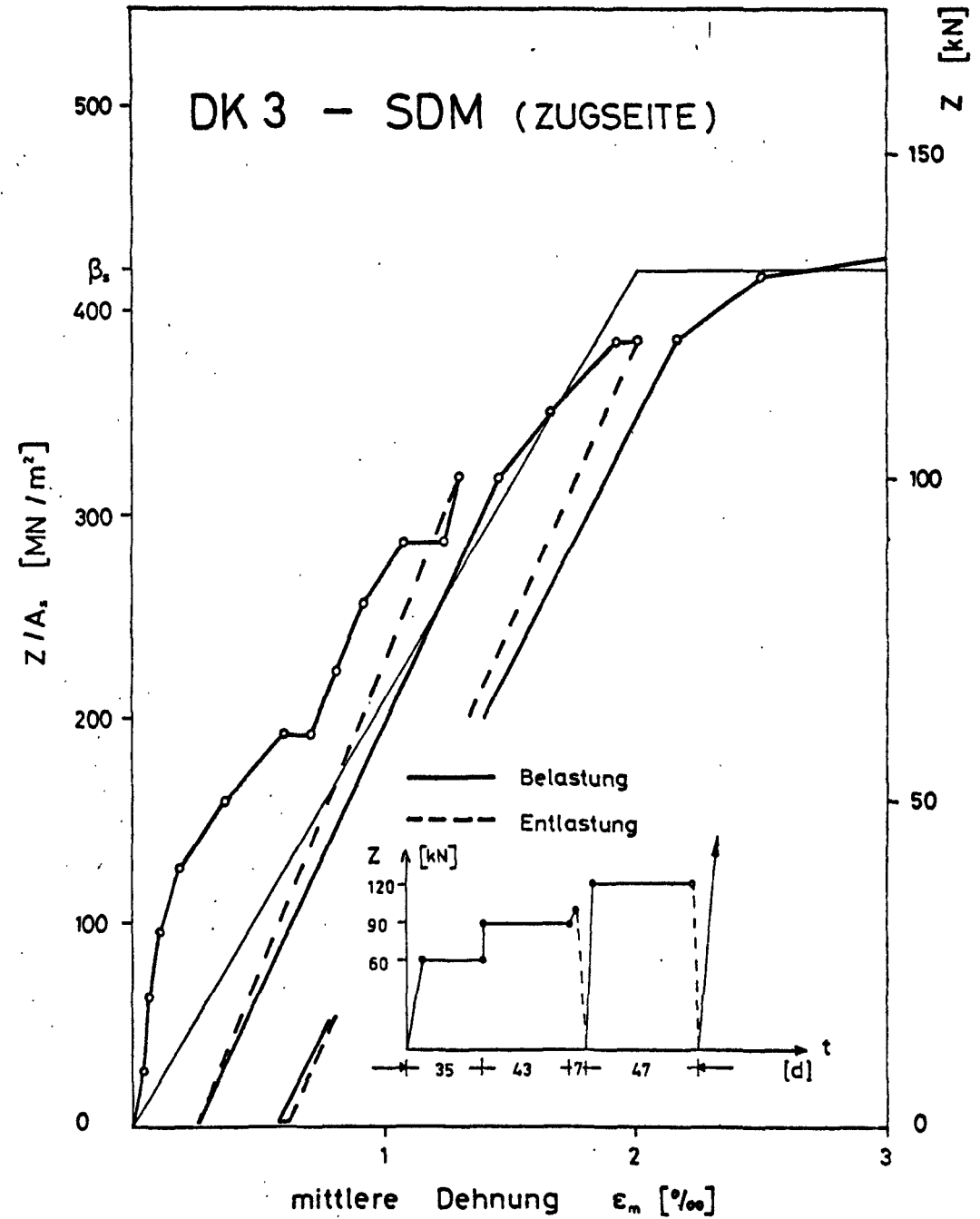


Bild 6.6 Mittlere Dehnung der SDM 15 - 28 in Abhängigkeit von der Belastung

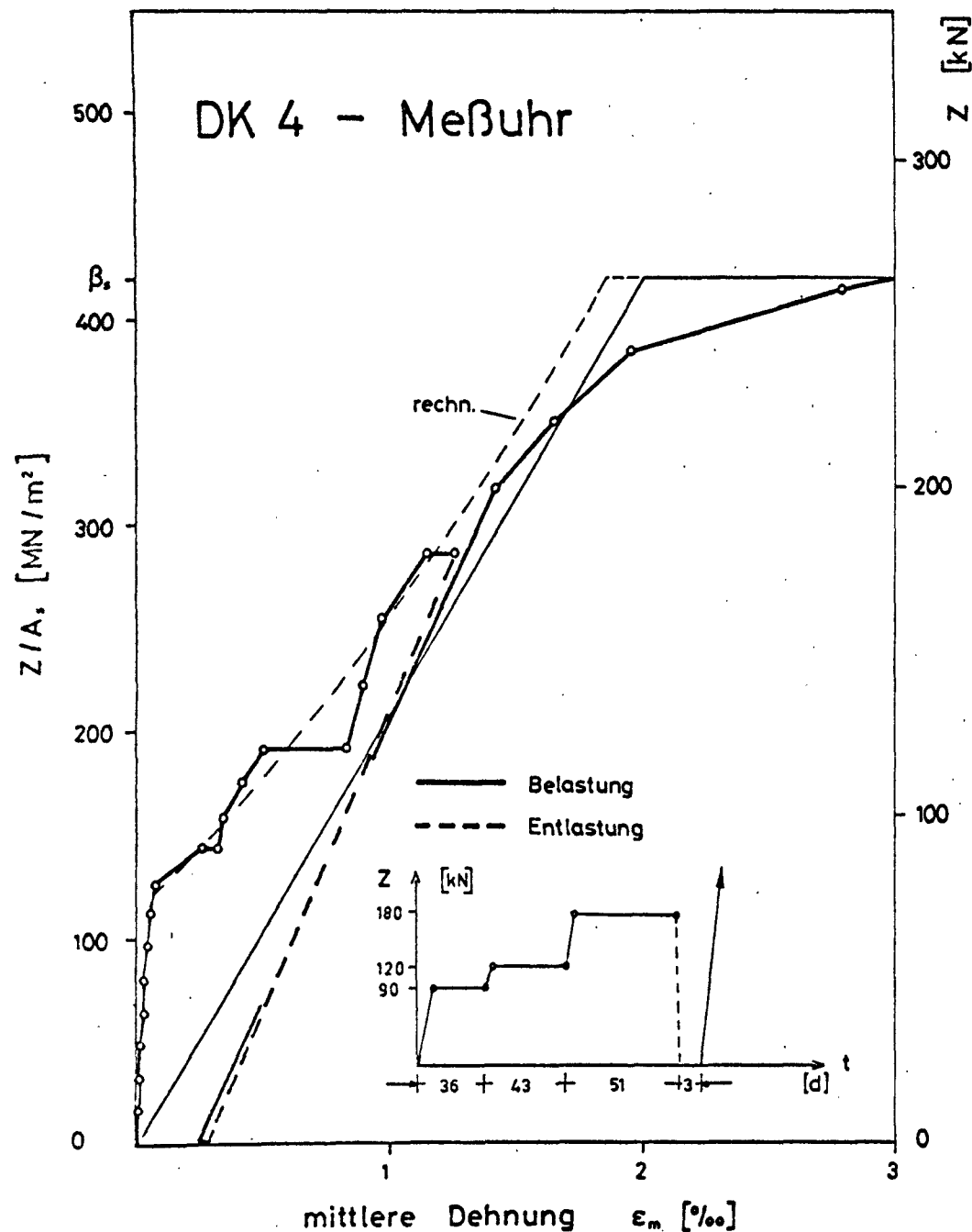


Bild 6.7 Mittlere Dehnung von DK 4 in Abhängigkeit von der Belastung - Meßuhren

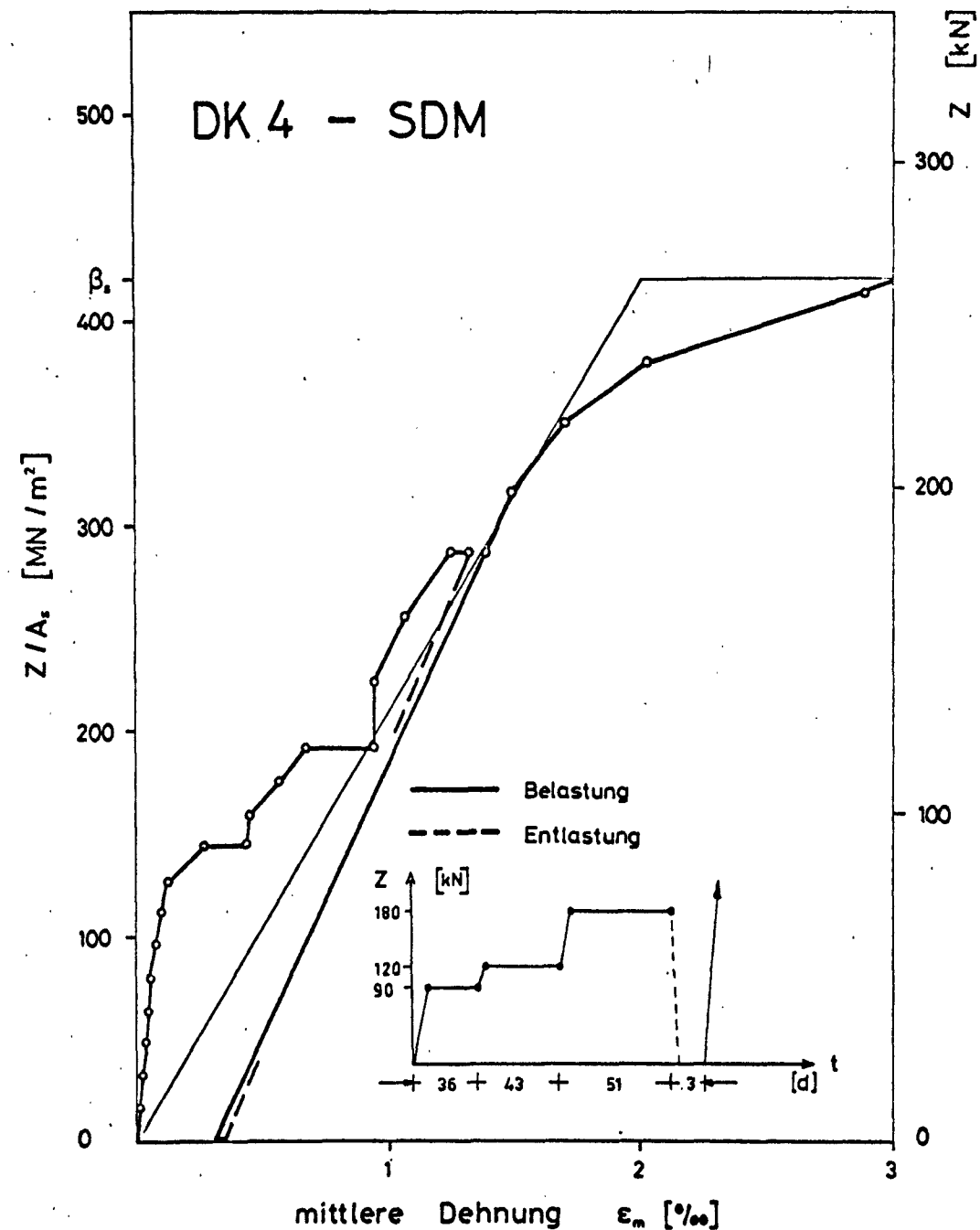


Bild 6.8 Mittlere Dehnung von DK 4 in Abhängigkeit von der Belastung - SDM

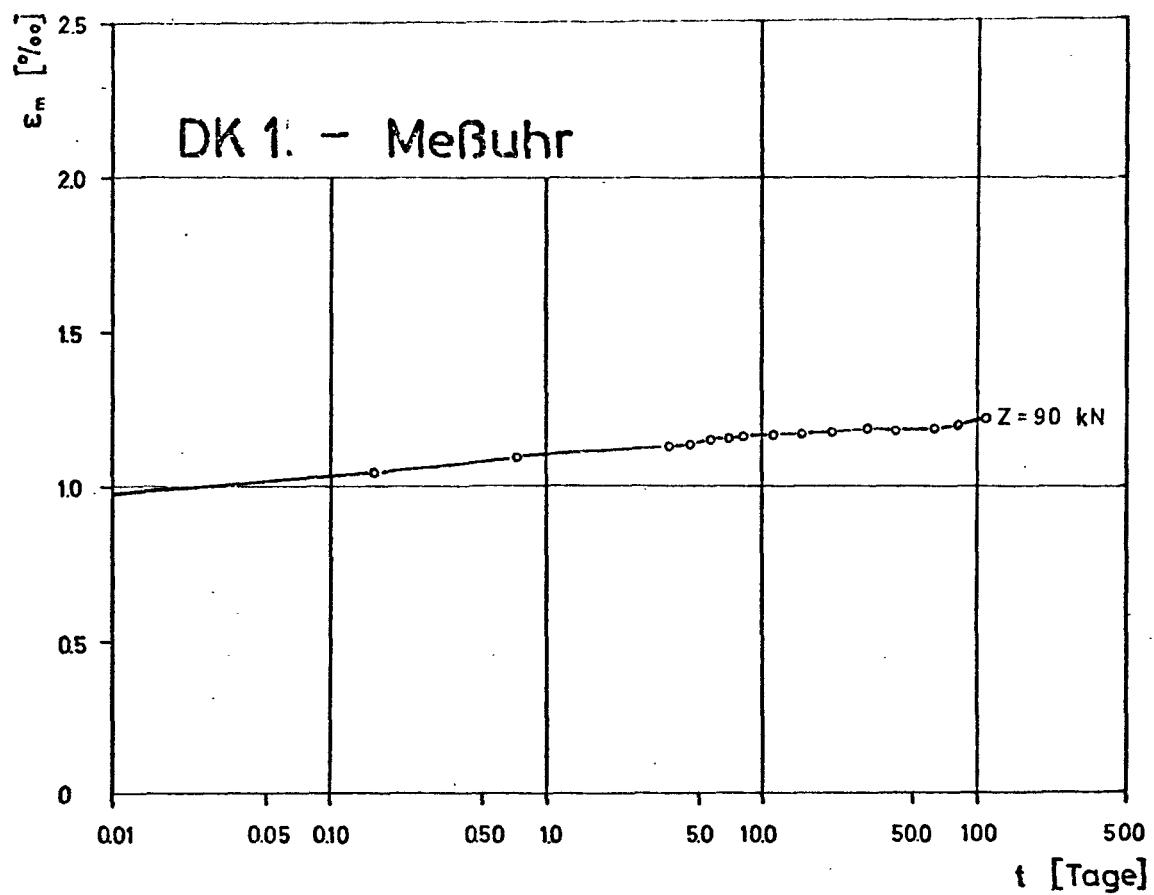


Bild 6.9 Zeitabhängige Dehnungsveränderung von DK 1 Meßuhr

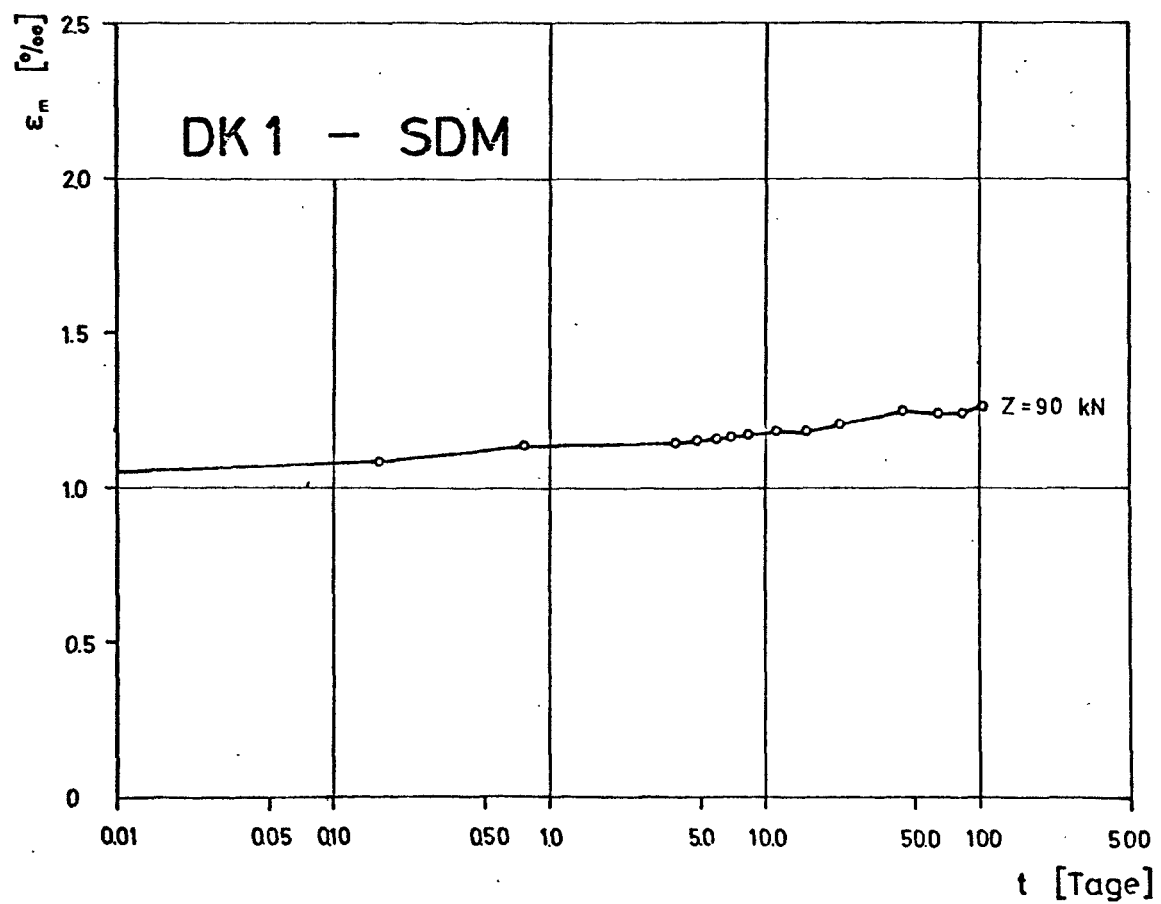


Bild 6.10 Zeitabhängige Dehnungsveränderung von DK 1 SDM

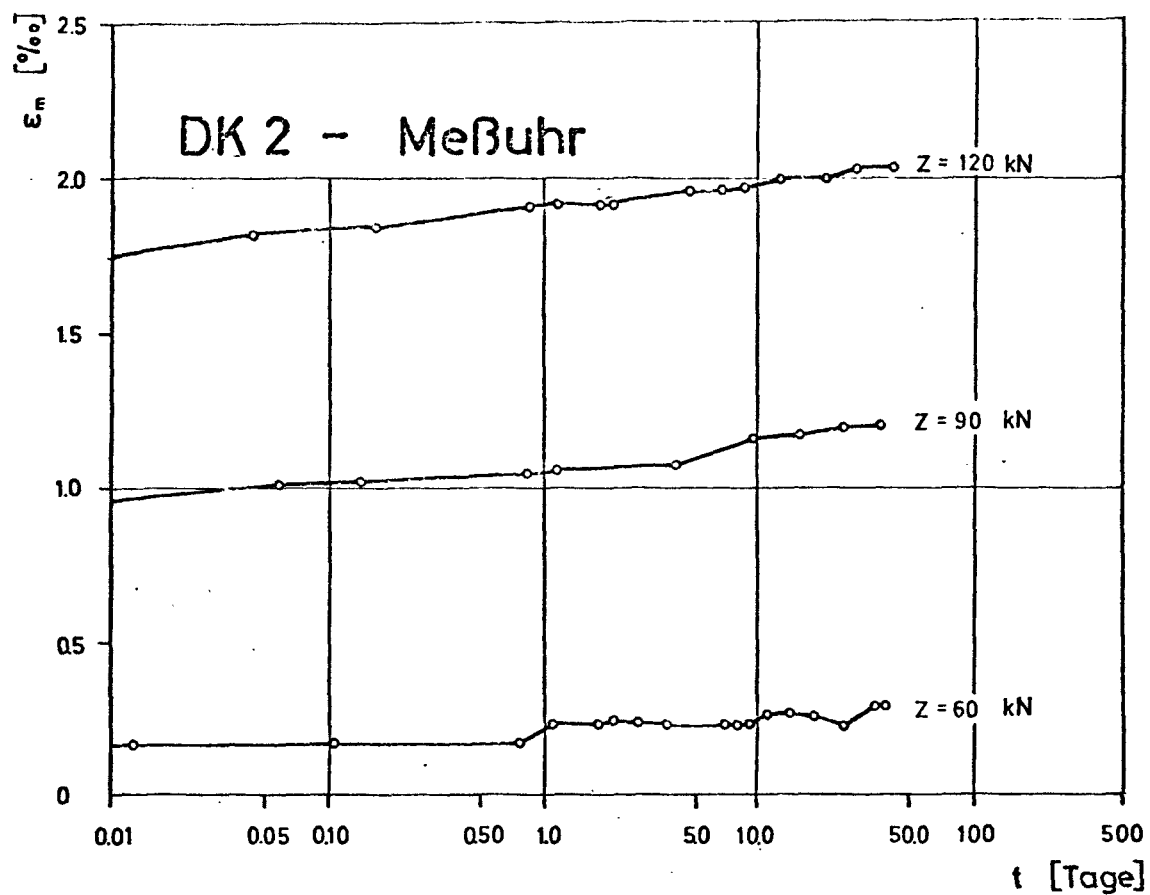


Bild 6.11 Zeitabhängige Dehnungsveränderung von DK 2 Meßuhr

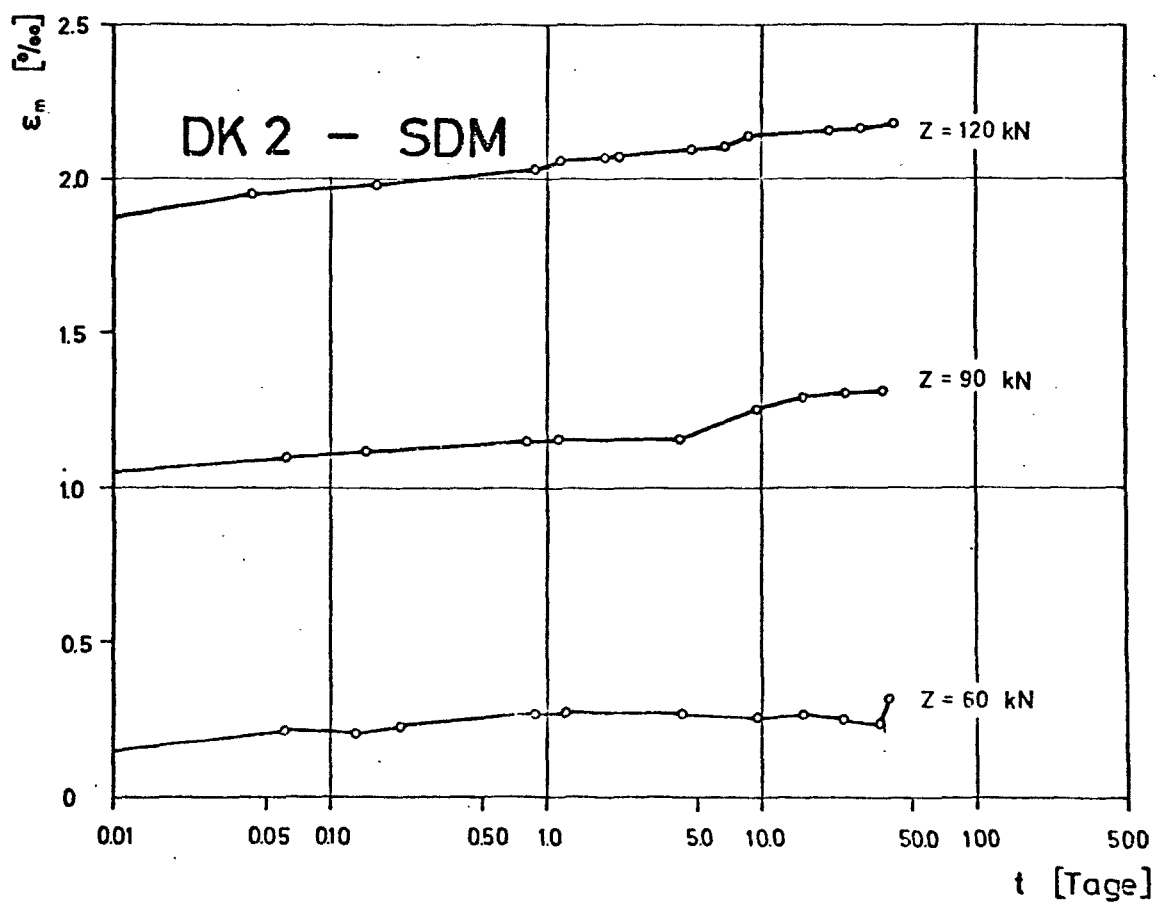


Bild 6.12 Zeitabhängige Dehnungsveränderung von DK 2 SDM

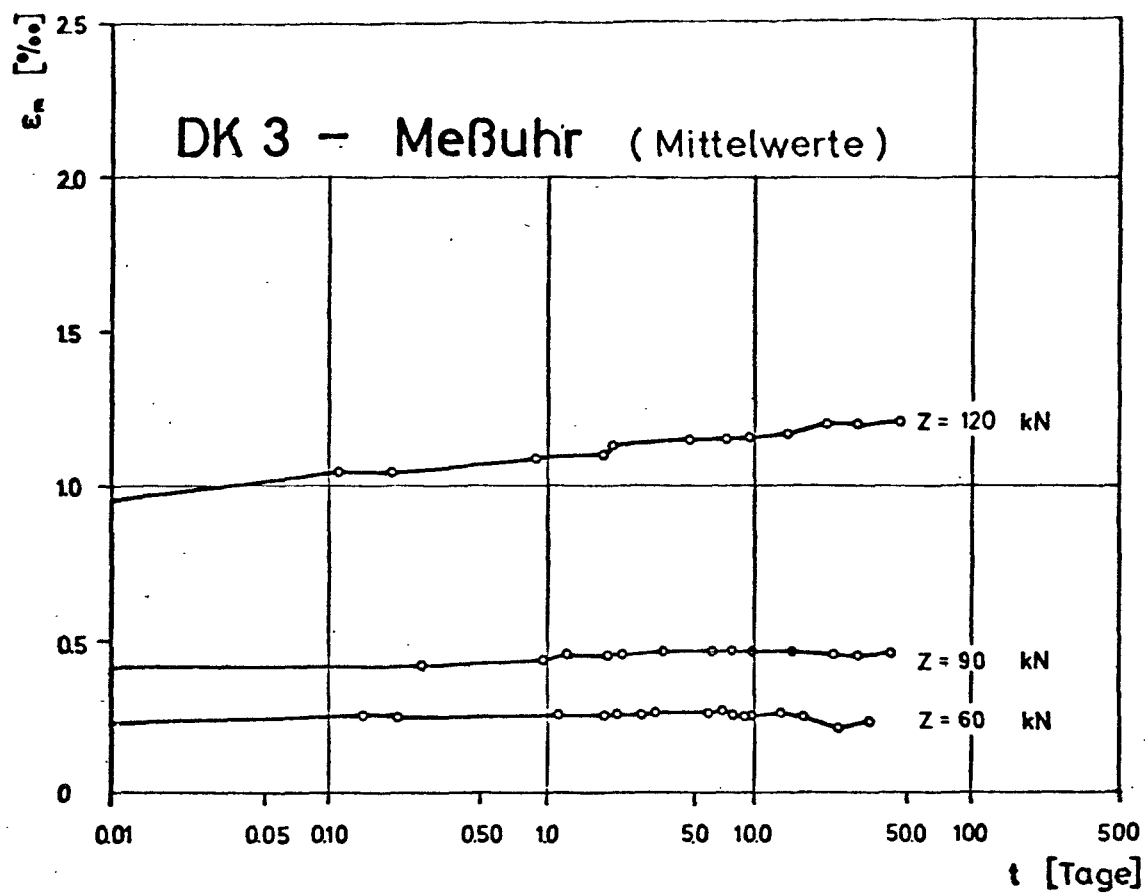


Bild 6.13 Zeitabhängige Dehnungsveränderung von DK 3 Meßuhr

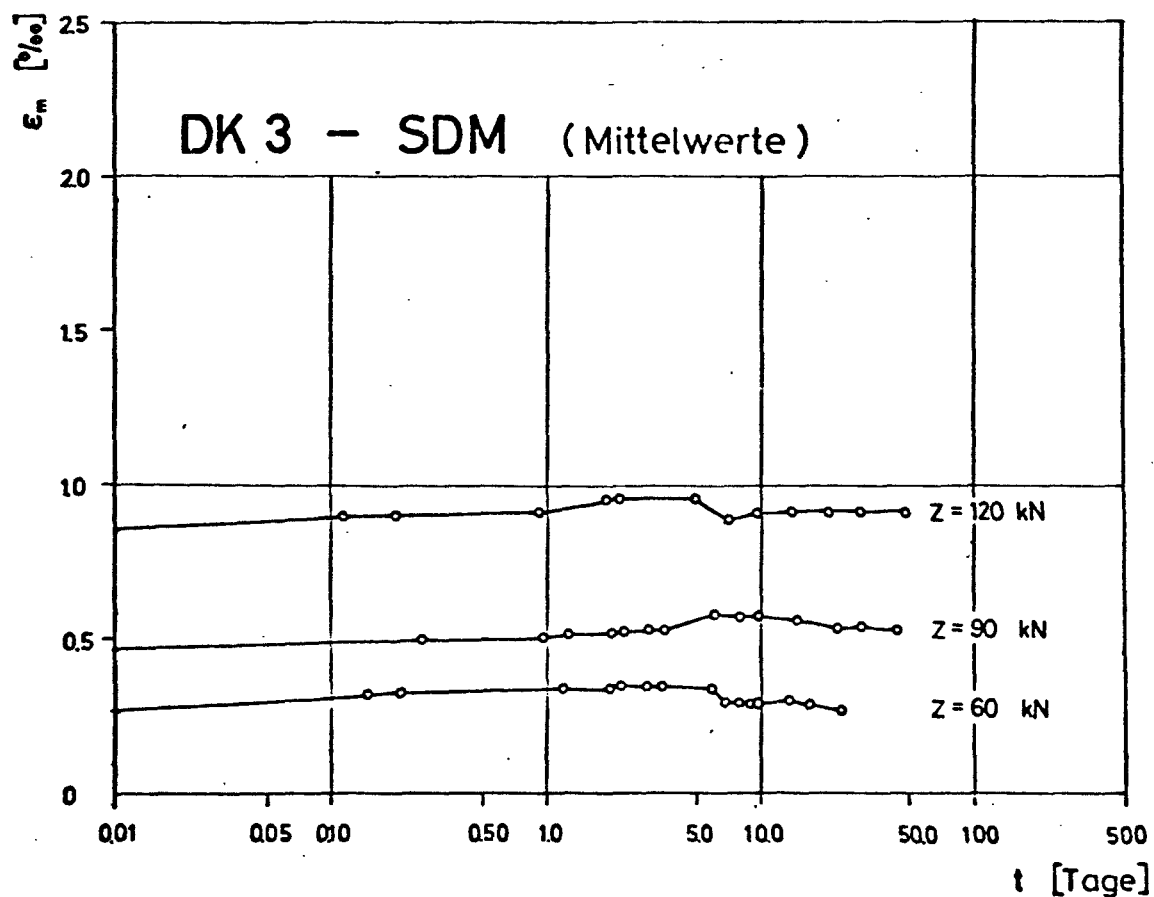


Bild 6.14 Zeitabhängige Dehnungsveränderung von DK 3 SDM

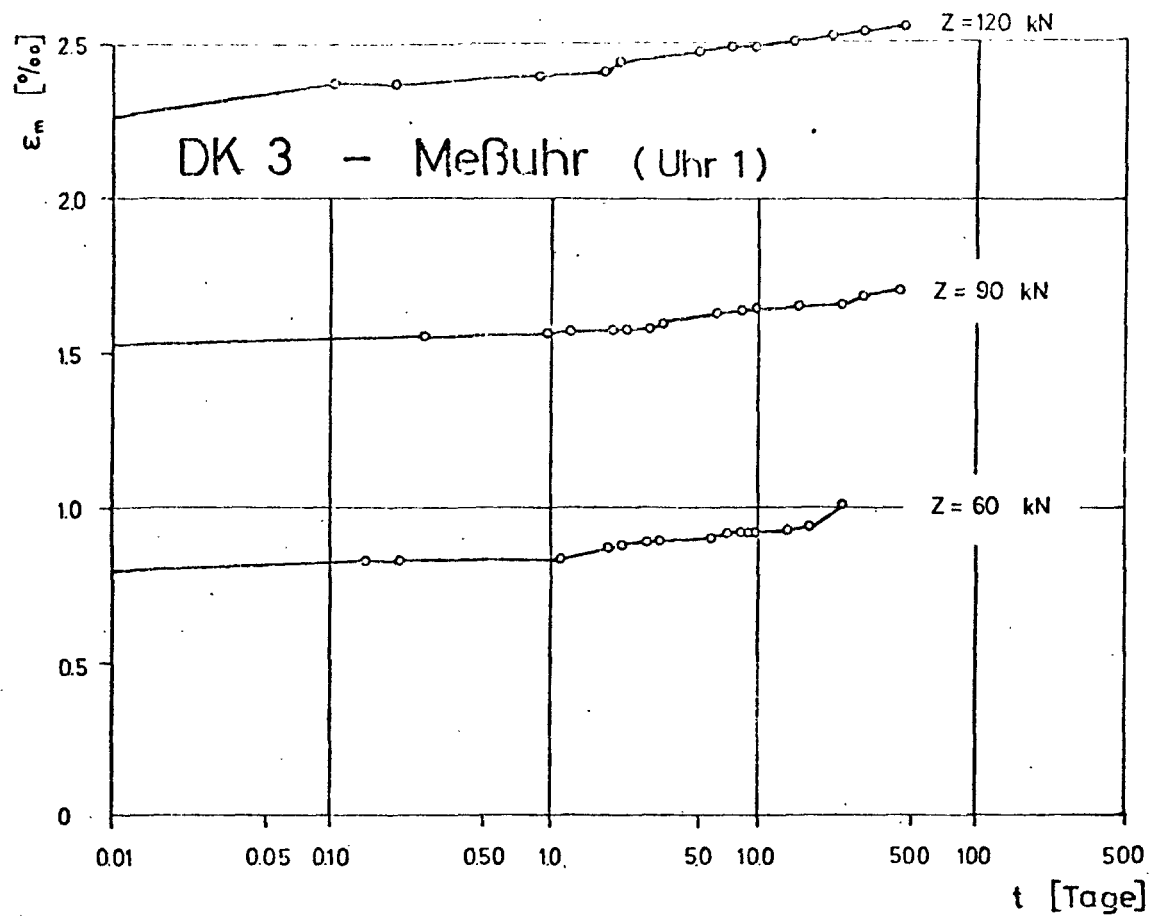


Bild 6.15 Zeitabhängige Dehnungsveränderung von DK 3 Meßuhr

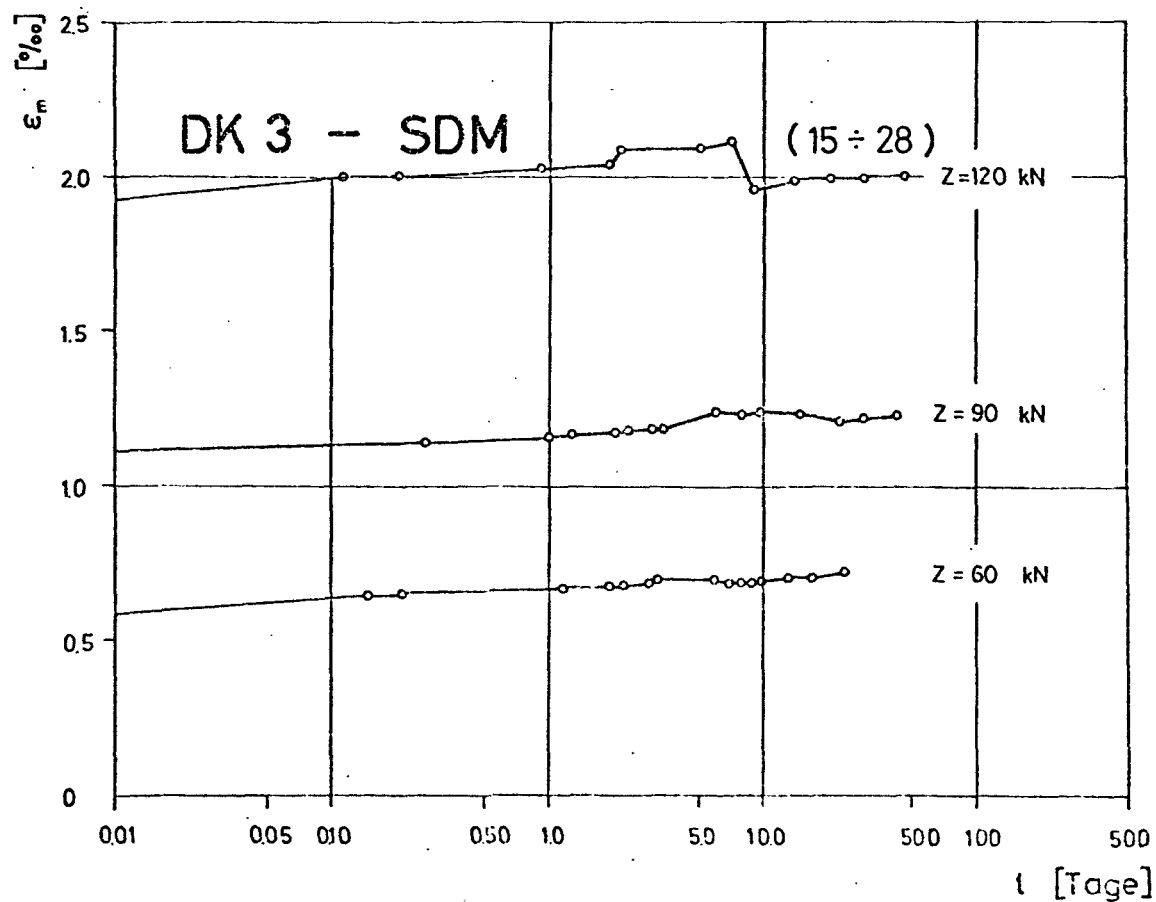


Bild 6.16 Zeitabhängige Dehnungsveränderung von DK 3 SDM

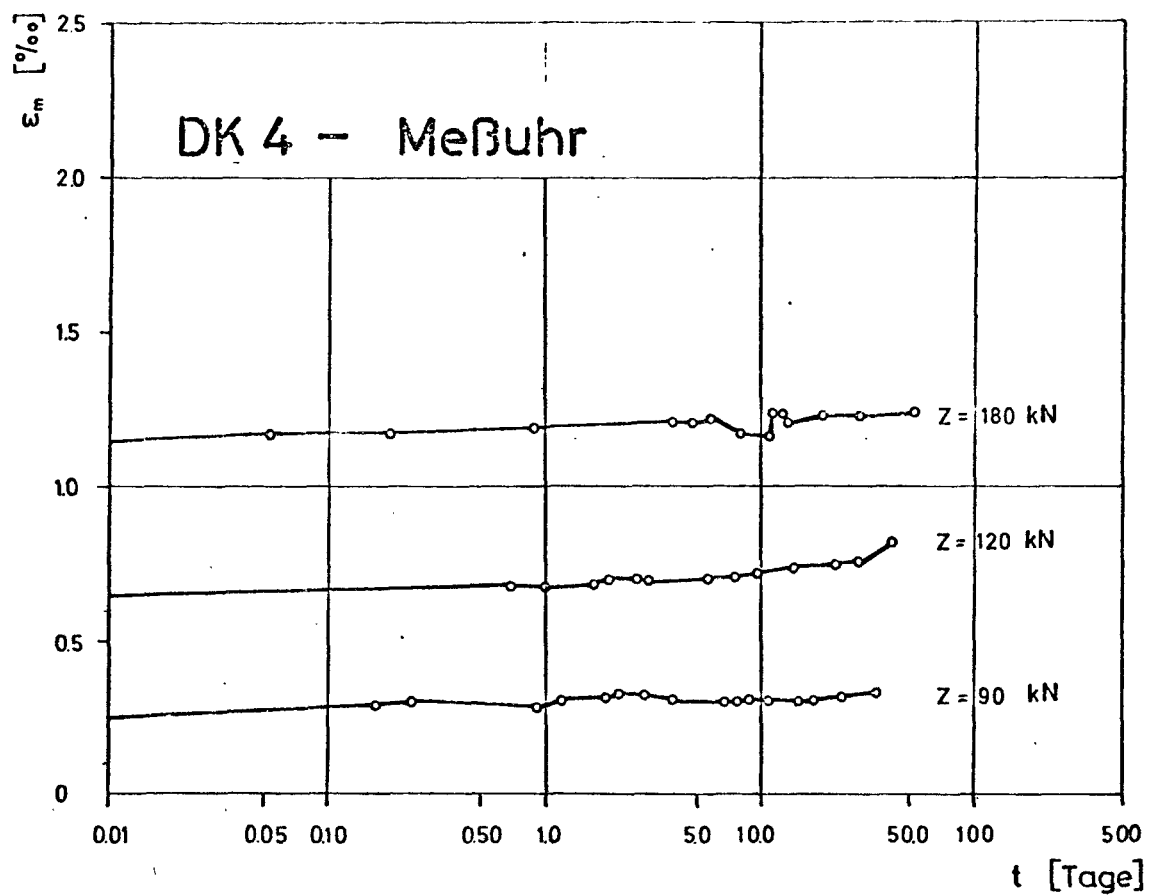


Bild 6.17 Zeitabhängige Dehnungsveränderung von DK 4 Meßuhr

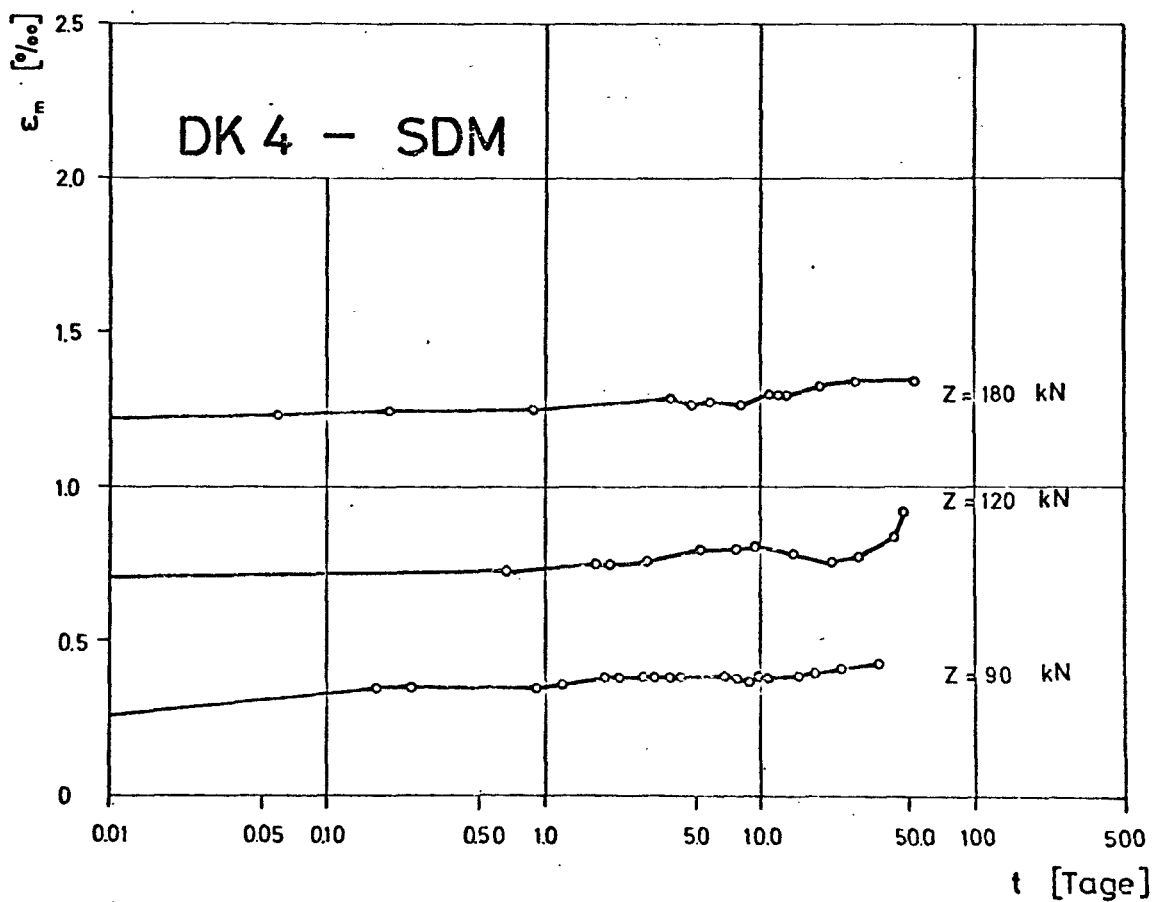


Bild 6.18 Zeitabhängige Dehnungsveränderung von DK 4 SDM

DK 1

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14

LST 3																a
																b
																c
LST 4																a
																b
																c
LST 5																a
																b
																c
LST 6																a
																b
																c

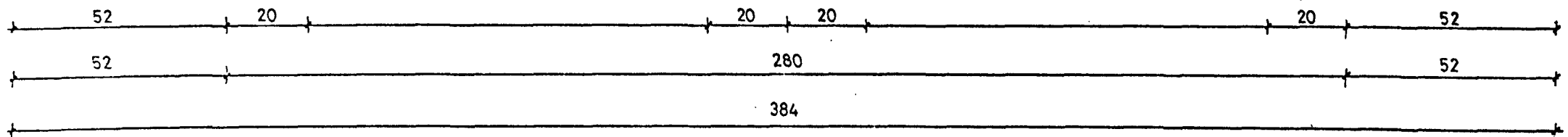


Bild 6.19 Rißentwicklung DK 1

DK 1

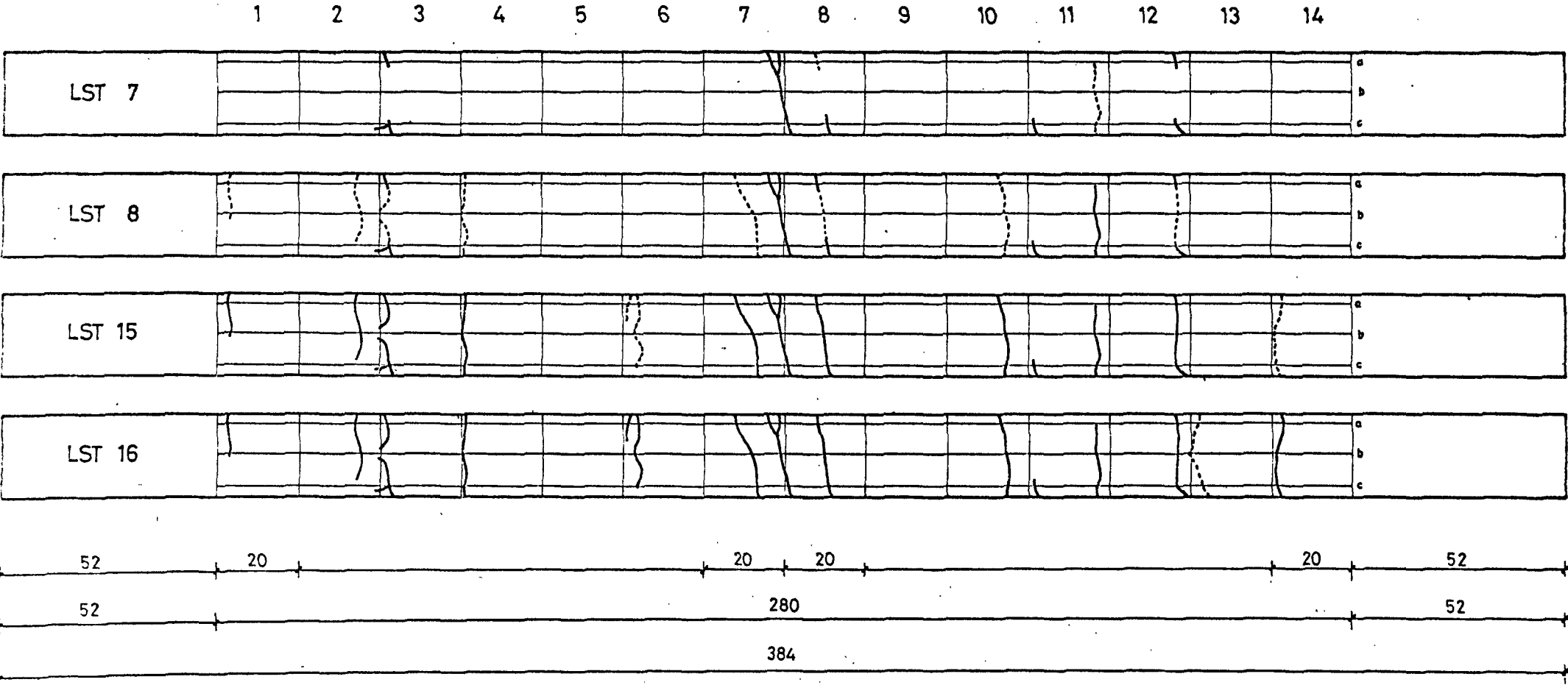


Bild 6.20 Rißentwicklung DK 1

DK 1

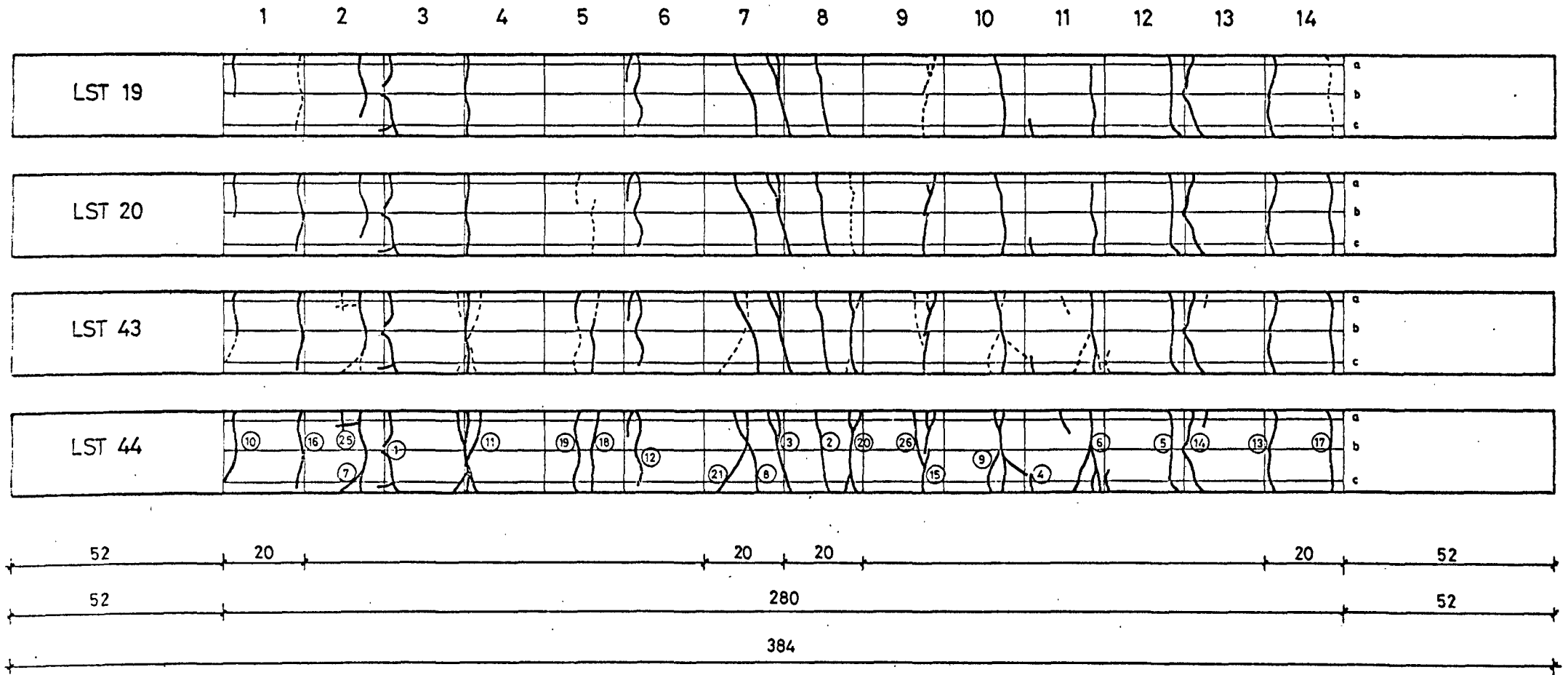


Bild 6.21 Rißentwicklung DK 1

DK 2

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14

LST 7																a
																b
																c

LST 11																a
																b
																c

LST 25																a
																b
																c

LST 31																a
																b
																c

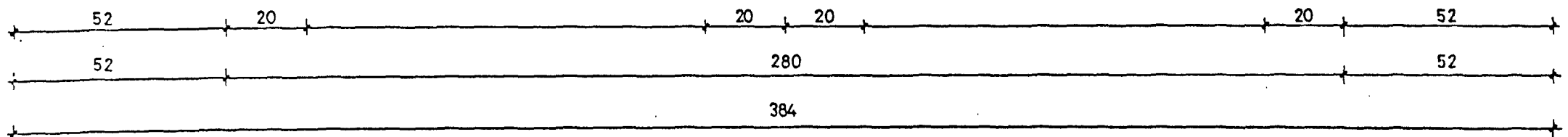


Bild 6.22 Rißentwicklung DK 2

DK 2

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14

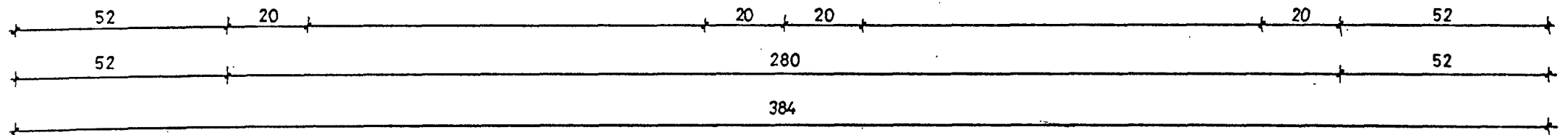
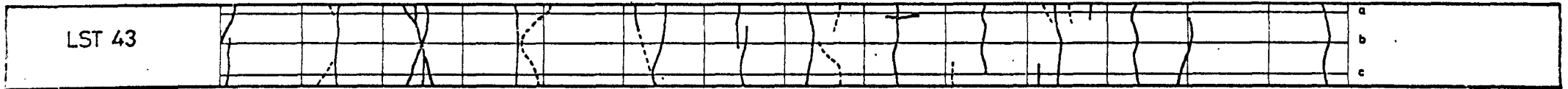
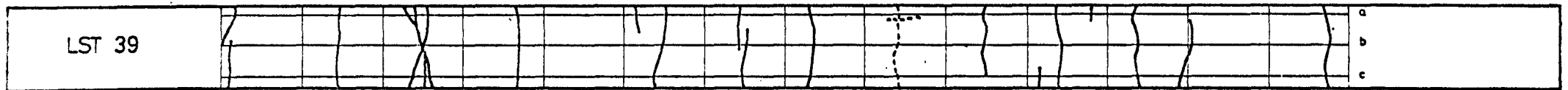
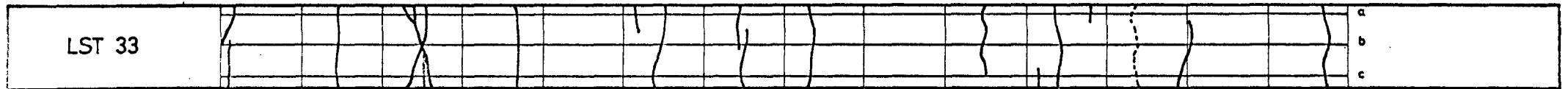
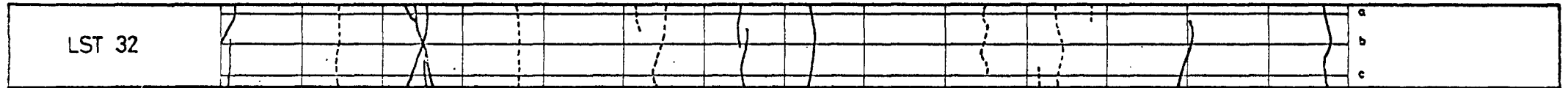


Bild 6.23 Rißentwicklung DK 2

DK 2

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14

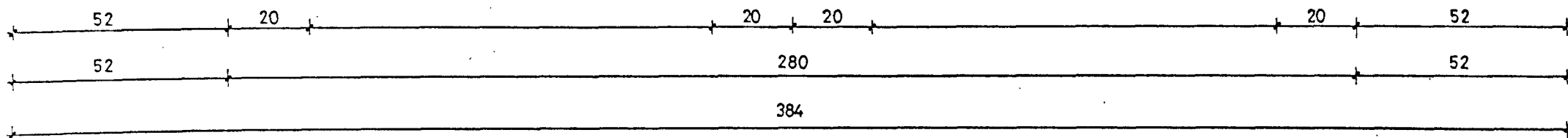
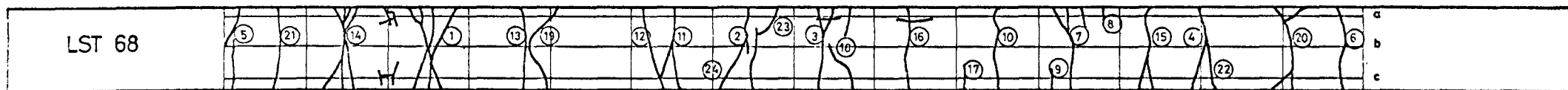
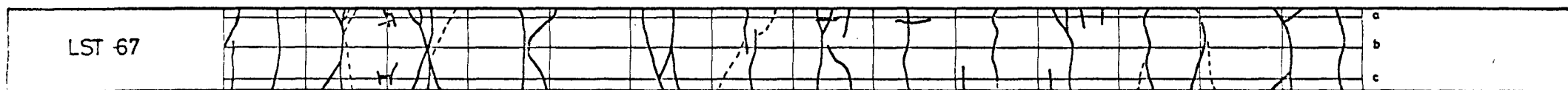
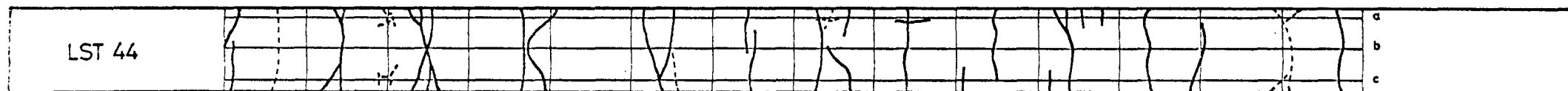


Bild 6.24 Rißentwicklung DK 2

DK 3

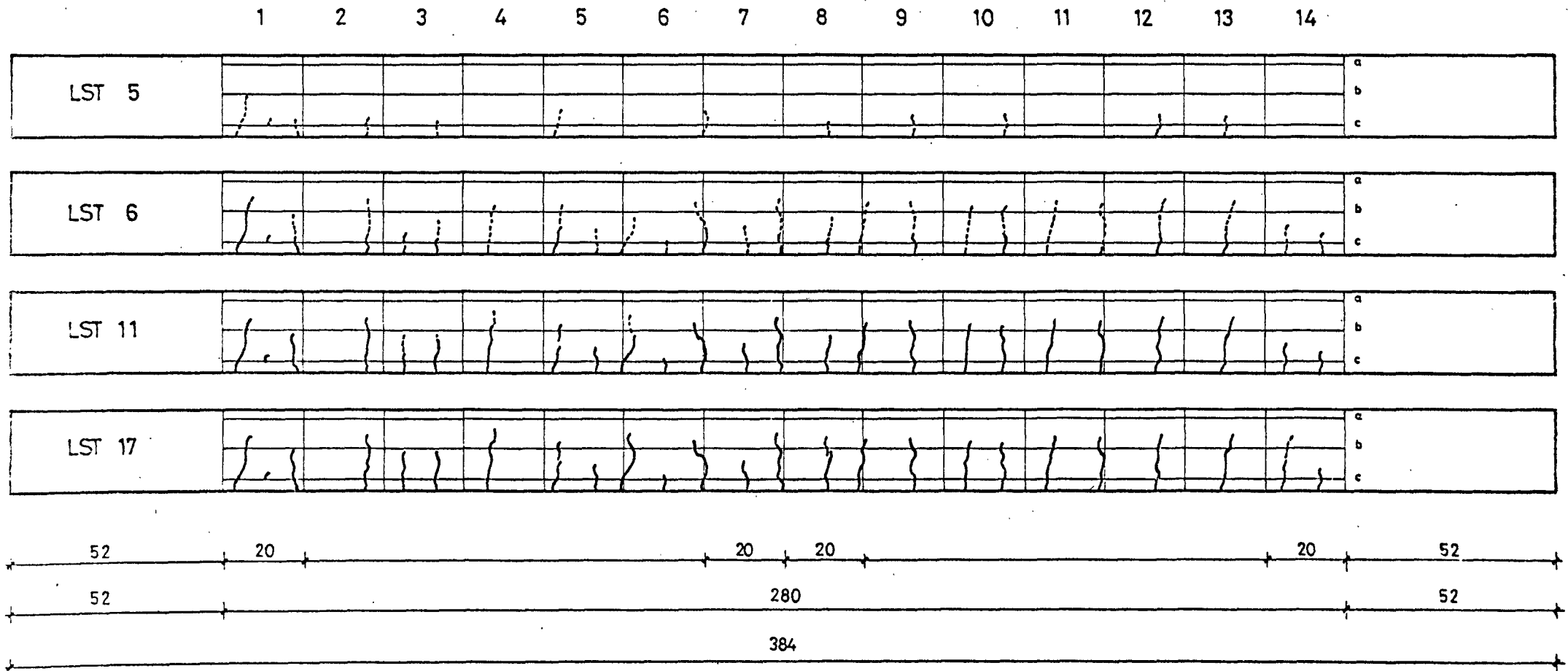


Bild 6.25 Rißentwicklung DK 3

DK 3

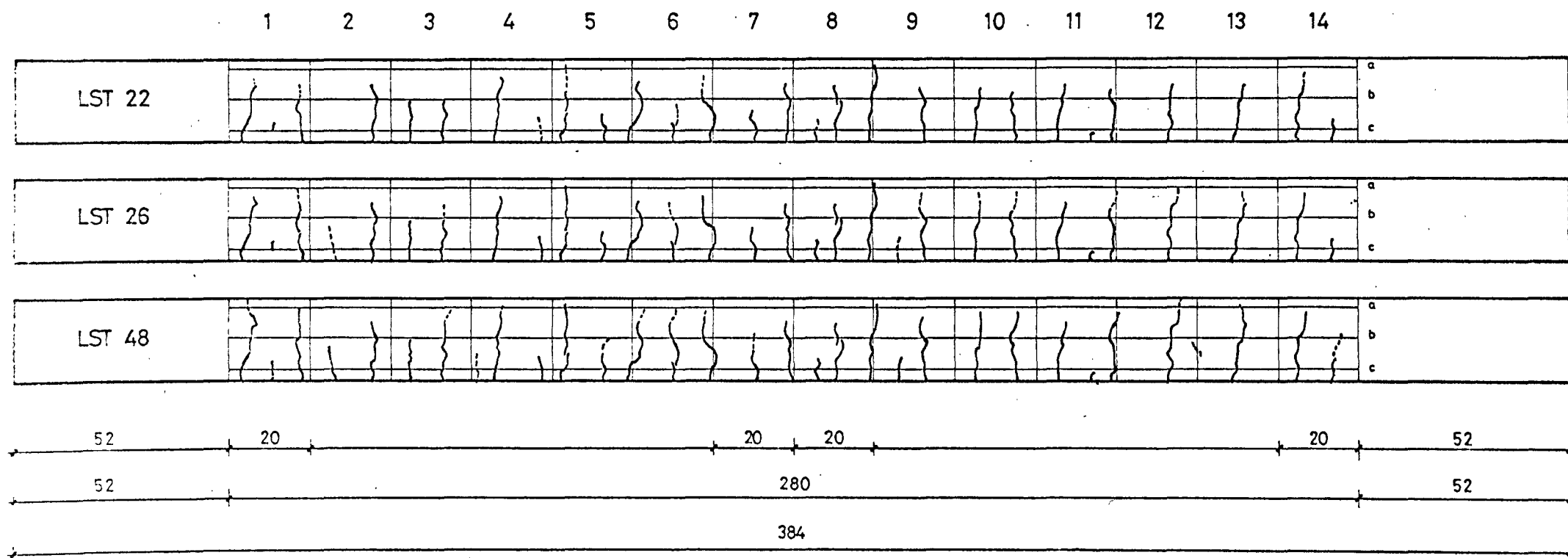


Bild 6.26 Rißentwicklung DK 3

DK 3

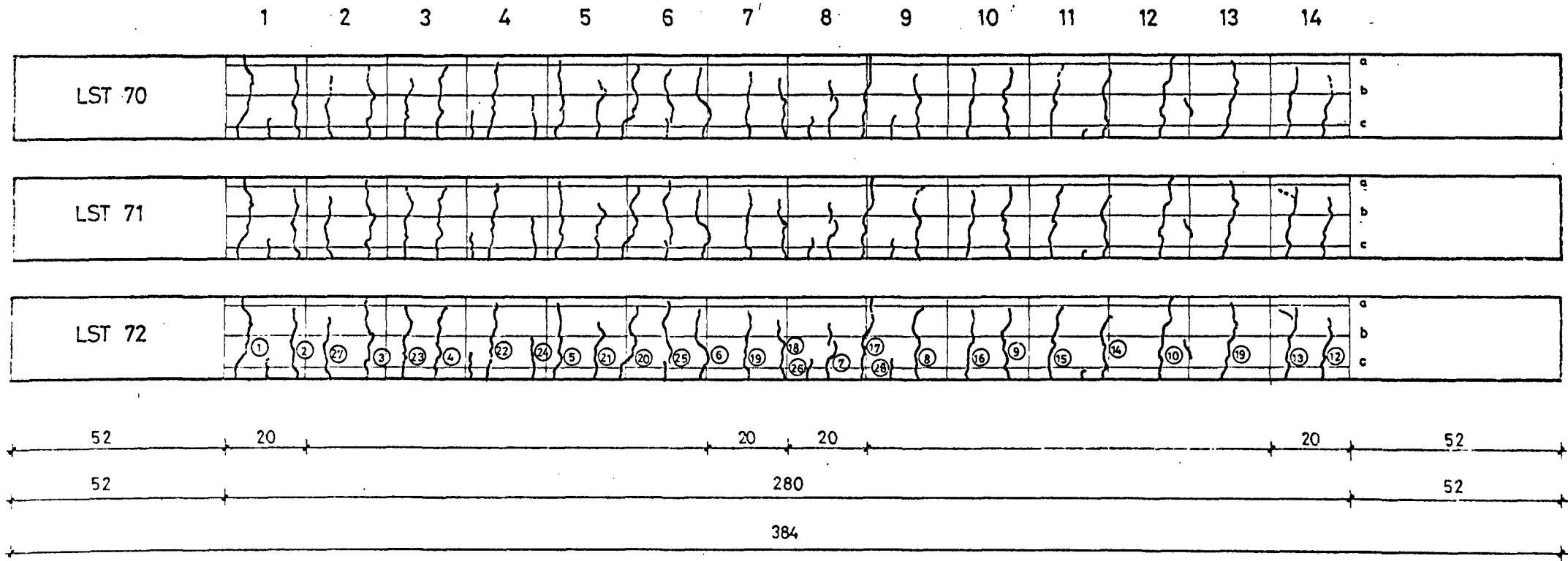


Bild 6.27 Rißentwicklung DK 3

DK 4

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14

LST 7																a
																b
																c

LST 8																a
																b
																c

LST 9																a
																b
																c

LST 9 +0,08 d																a
																b
																c

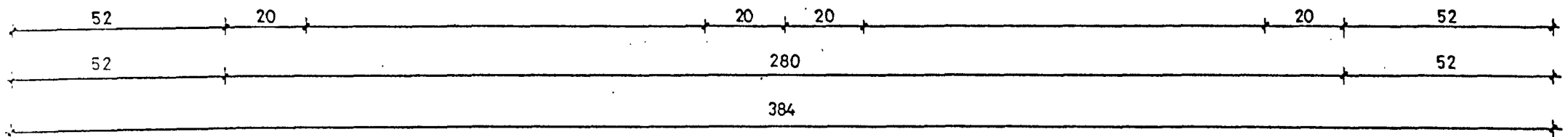


Bild 6.28 Rißentwicklung DK 4

DK 4

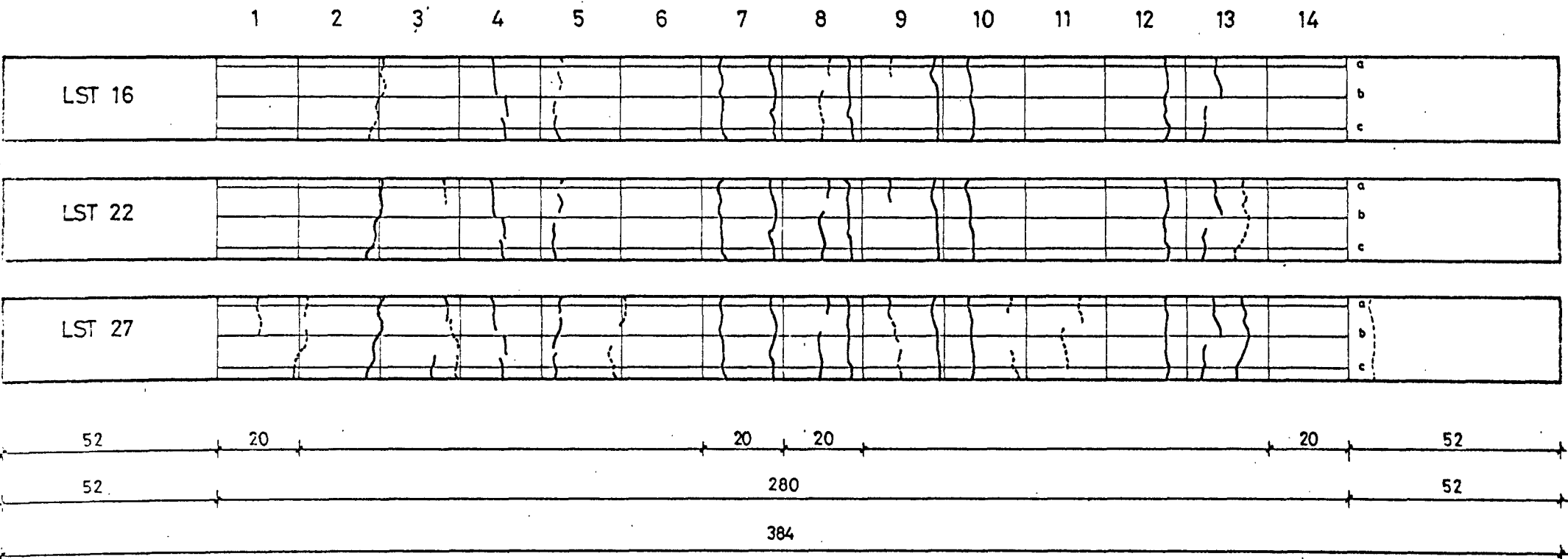


Bild 6.29 Rißentwicklung DK 4

DK 4

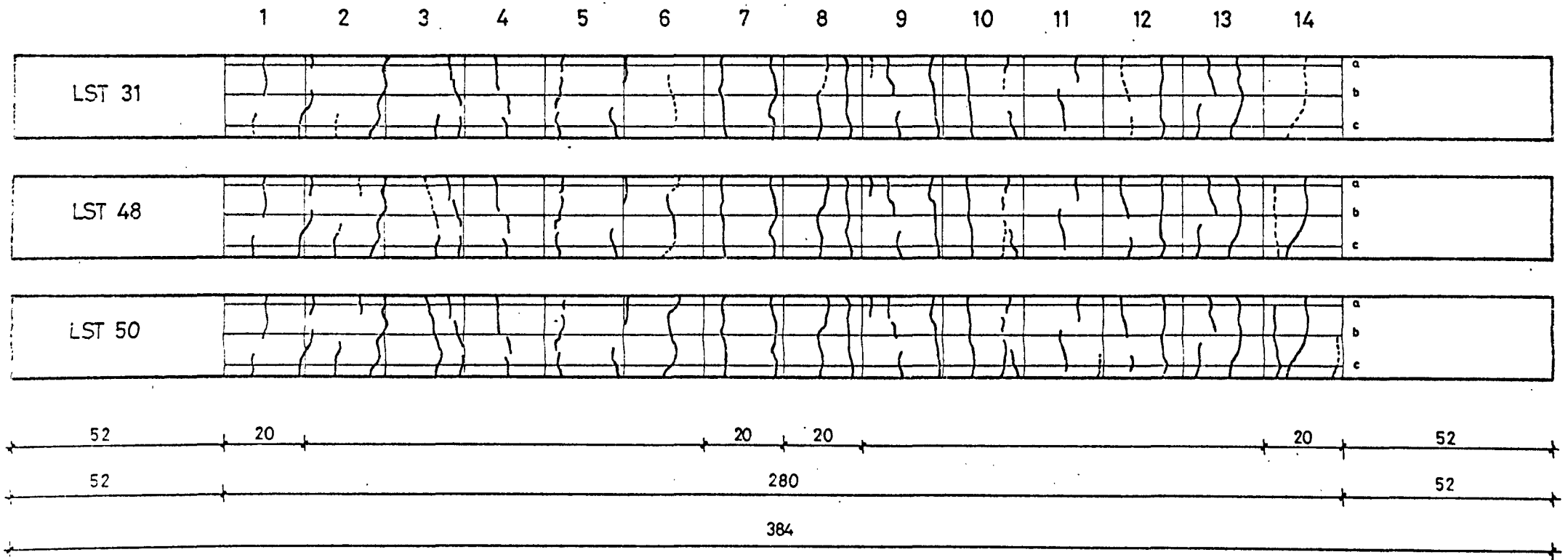


Bild 6.30 Rißentwicklung DK 4

DK 4

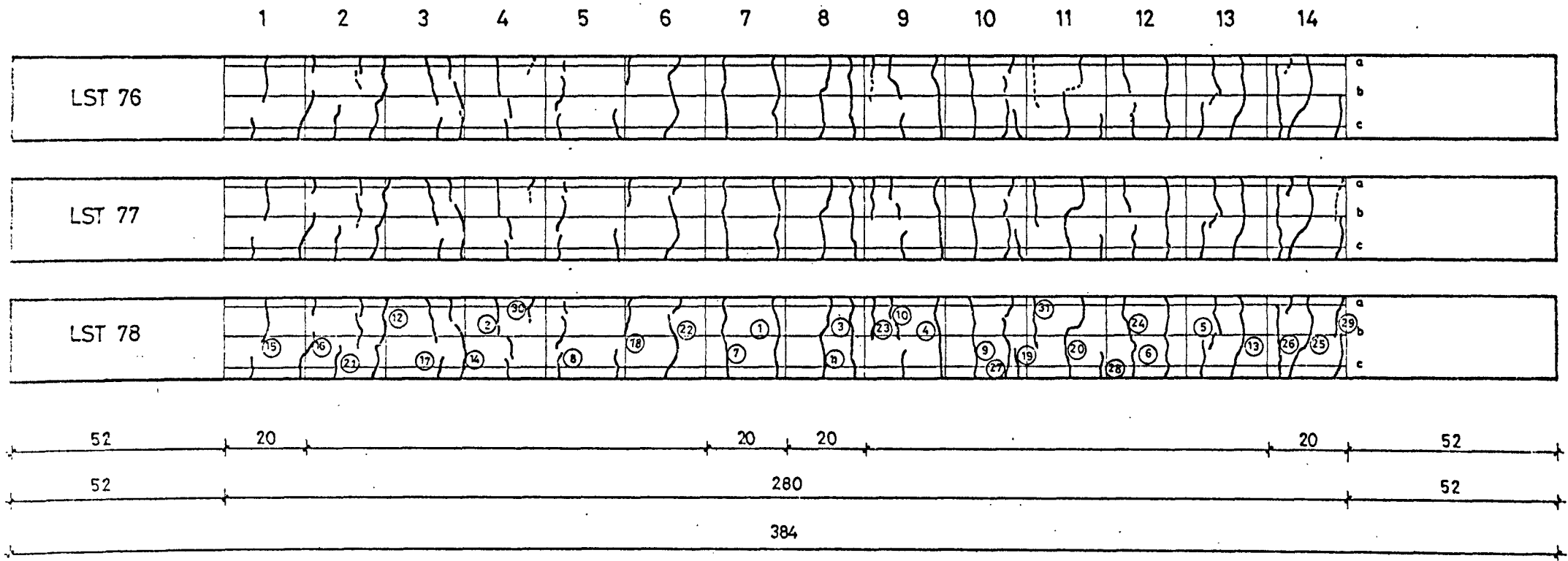


Bild 6.31 Rißentwicklung DK 4

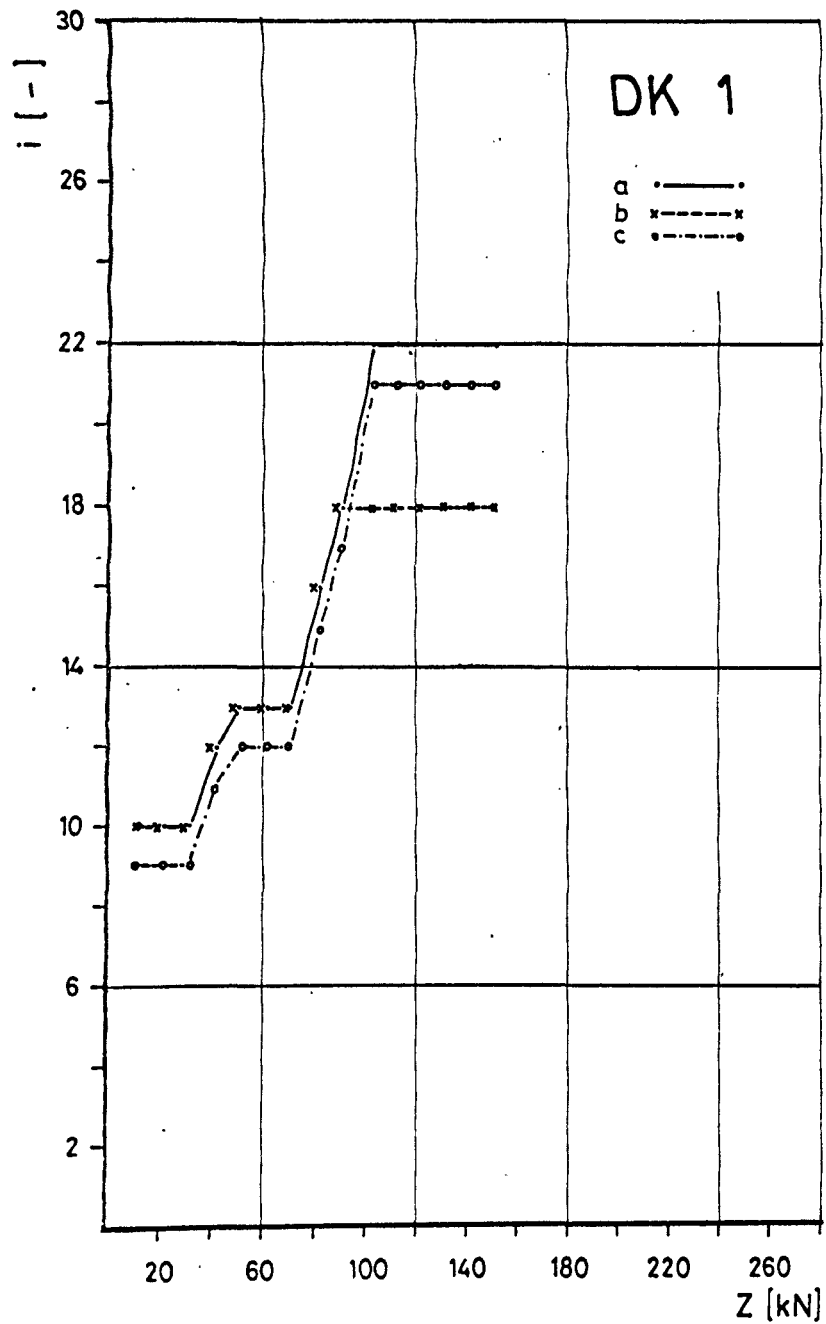


Bild 6.32 Anzahl der Risse von DK 1 über die Belastung

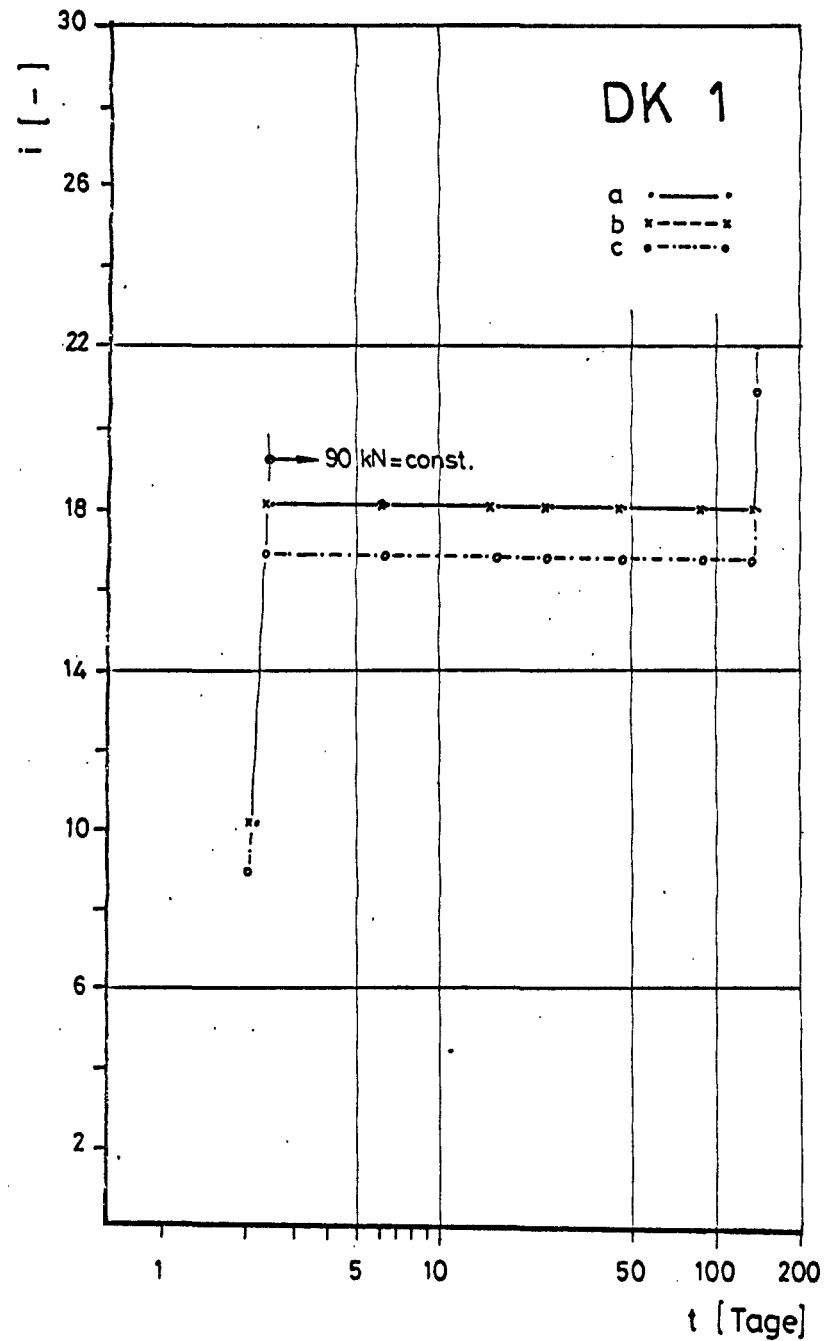


Bild 6.33 Anzahl der Risse von DK 1 über die Zeit

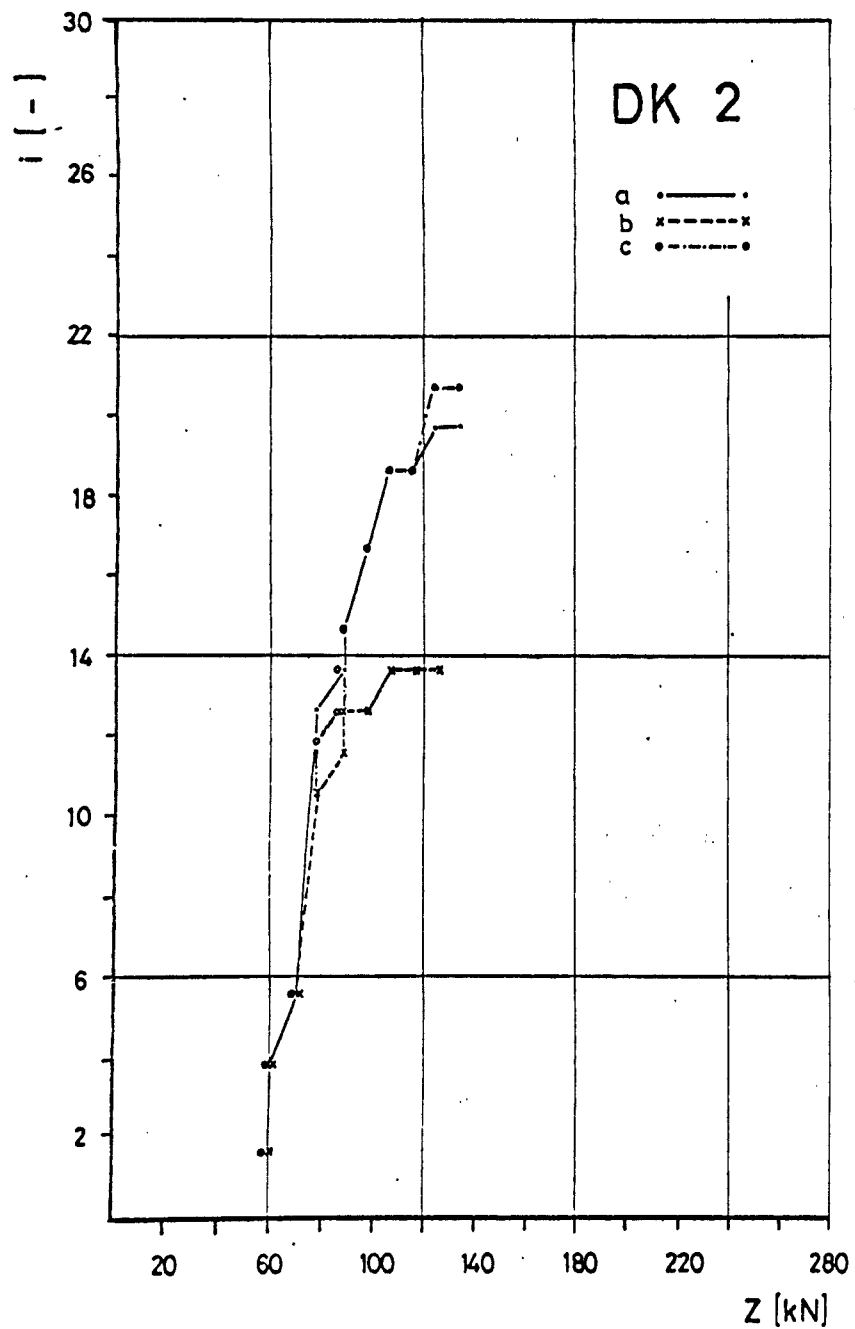


Bild 6.34 Anzahl der Risse von DK 2 über die Belastung

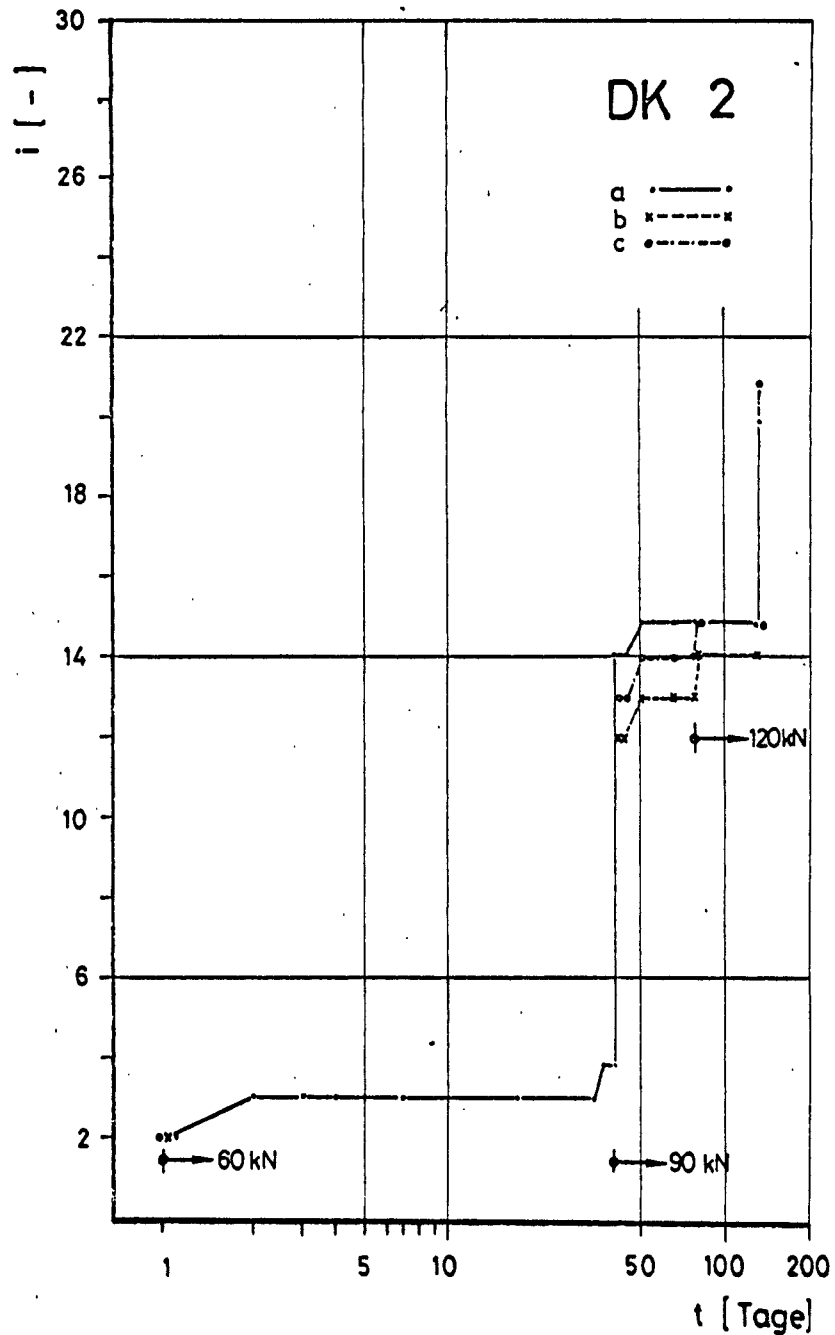


Bild 6.35 Anzahl der Risse von DK 2 über die Zeit

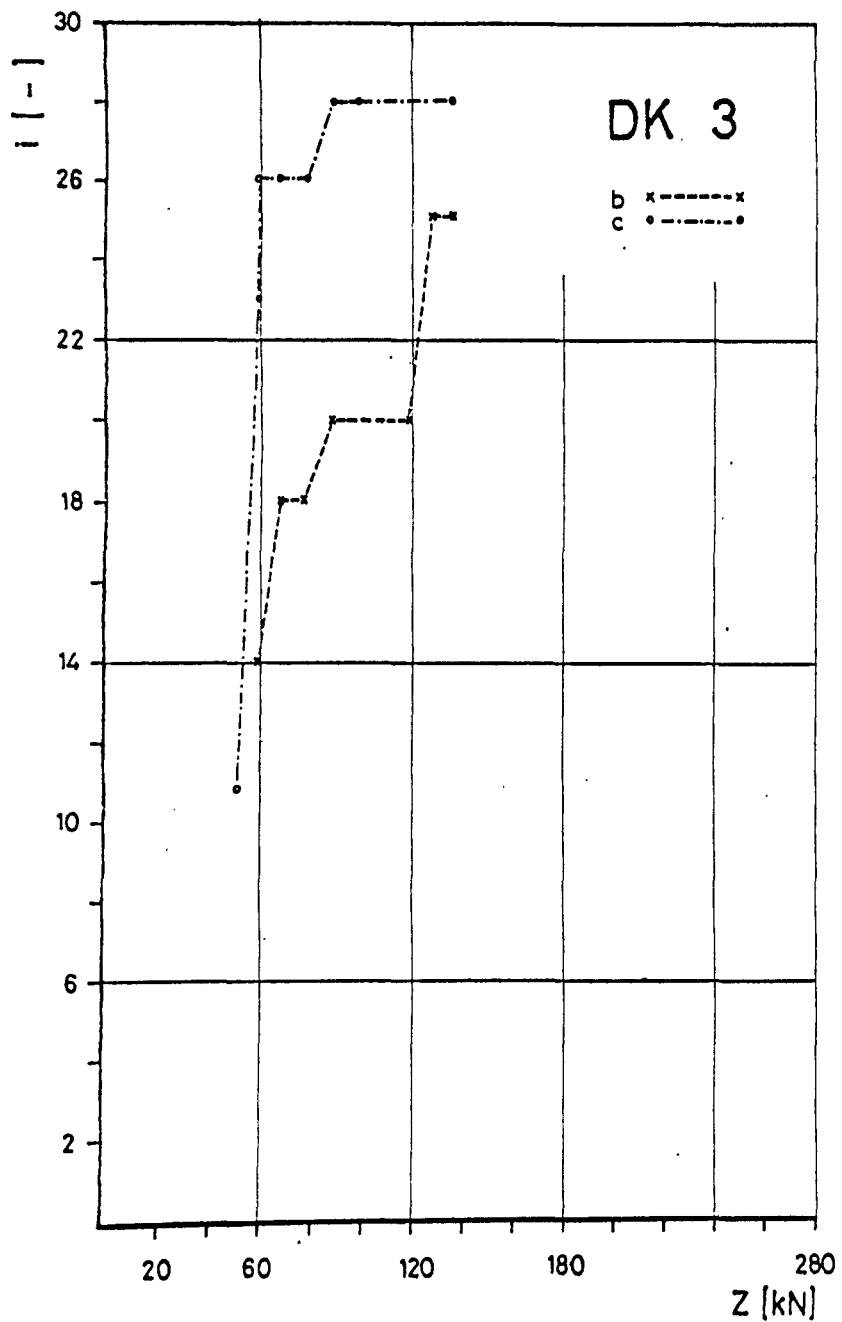


Bild 6.36 Anzahl der Risse von DK 3 über die Belastung

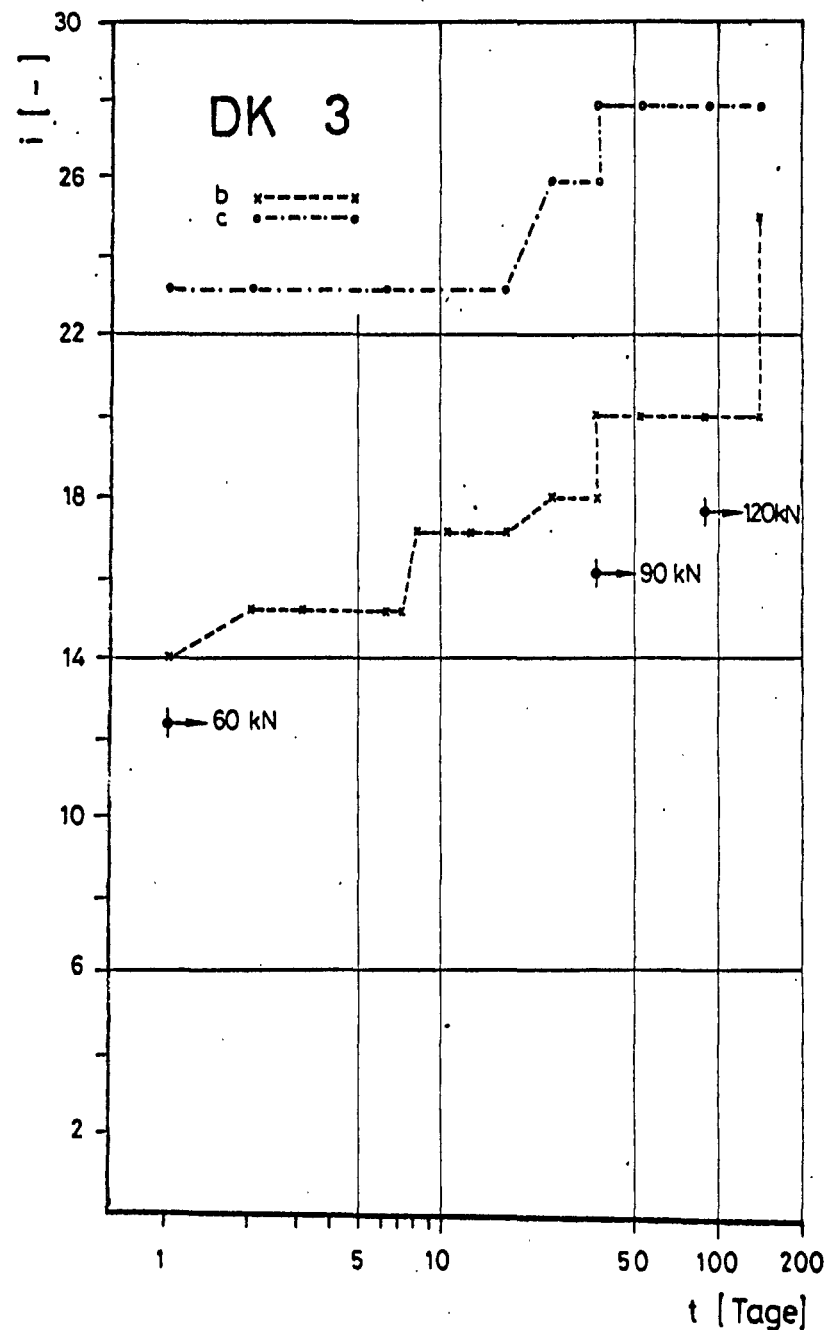


Bild 6.37 Anzahl der Risse von DK 3 über die Zeit

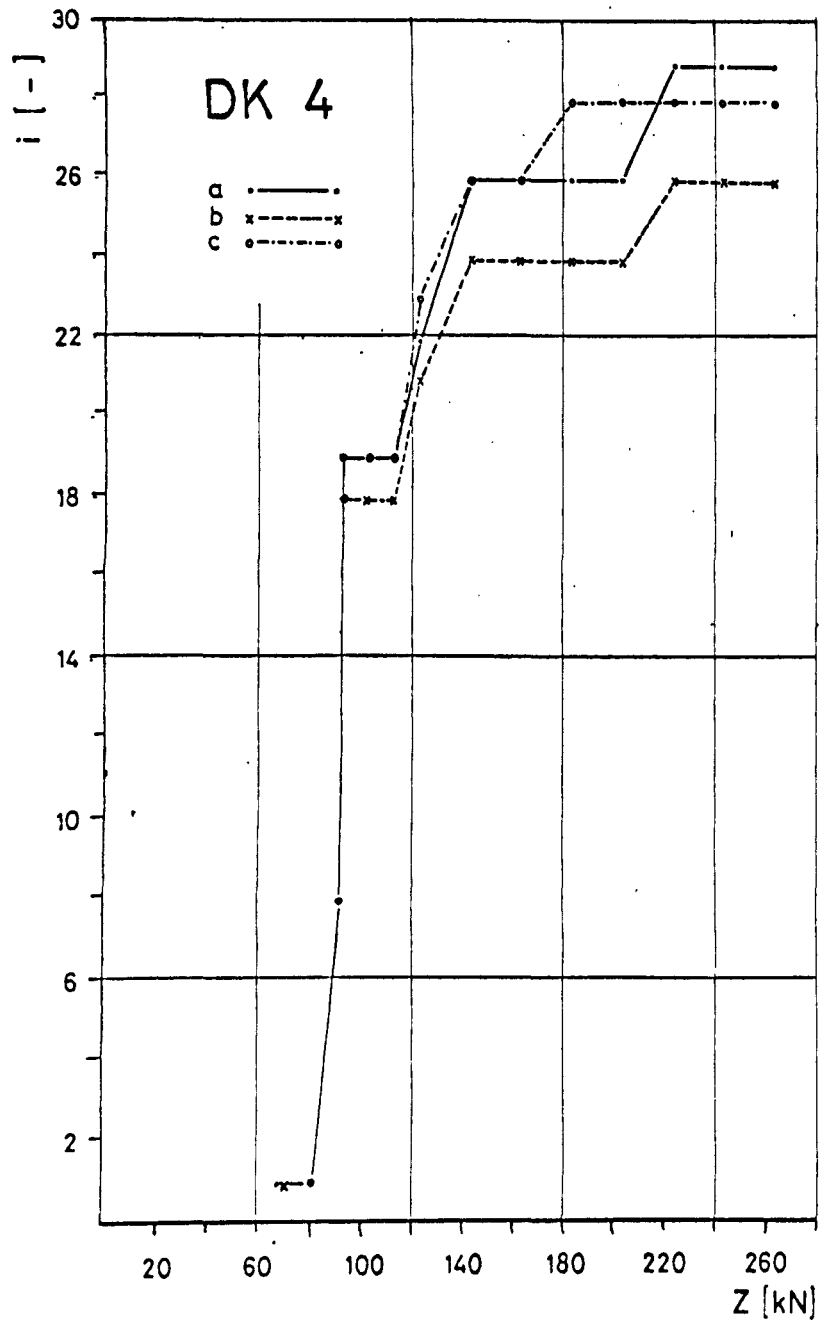


Bild 6.38 Anzahl der Risse von DK 4 über die Belastung

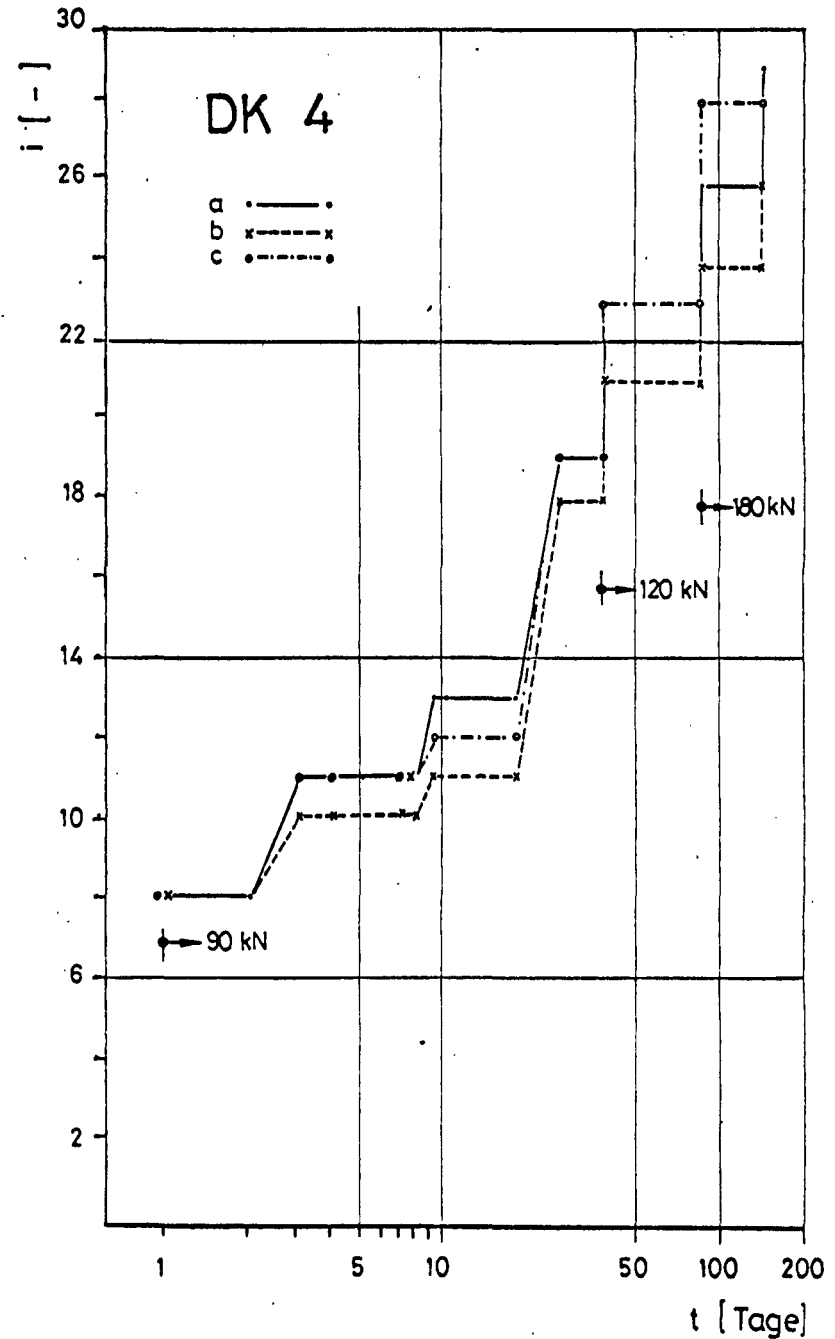


Bild 6.39 Anzahl der Risse von DK 4 über die Zeit

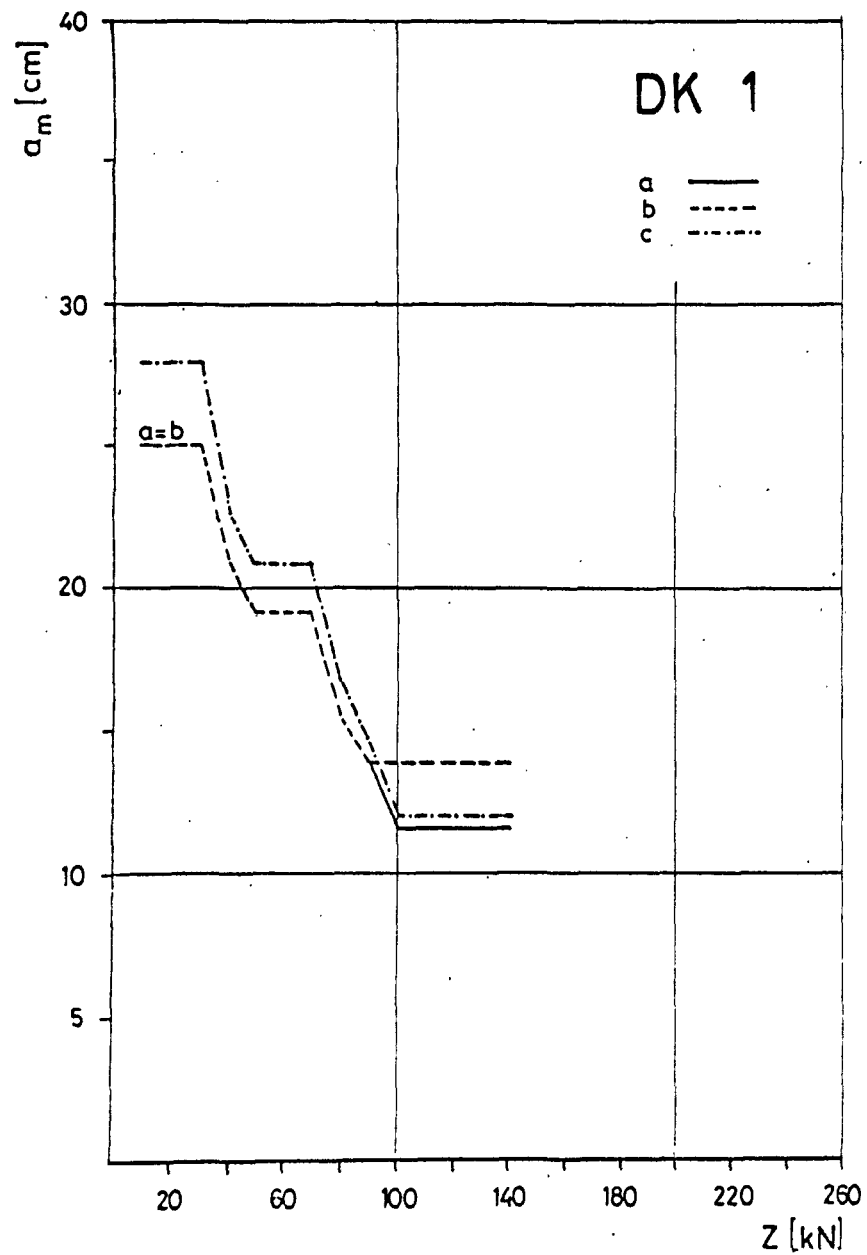


Bild 6.40 Mittlerer Rißabstand von DK 1 über die Belastung

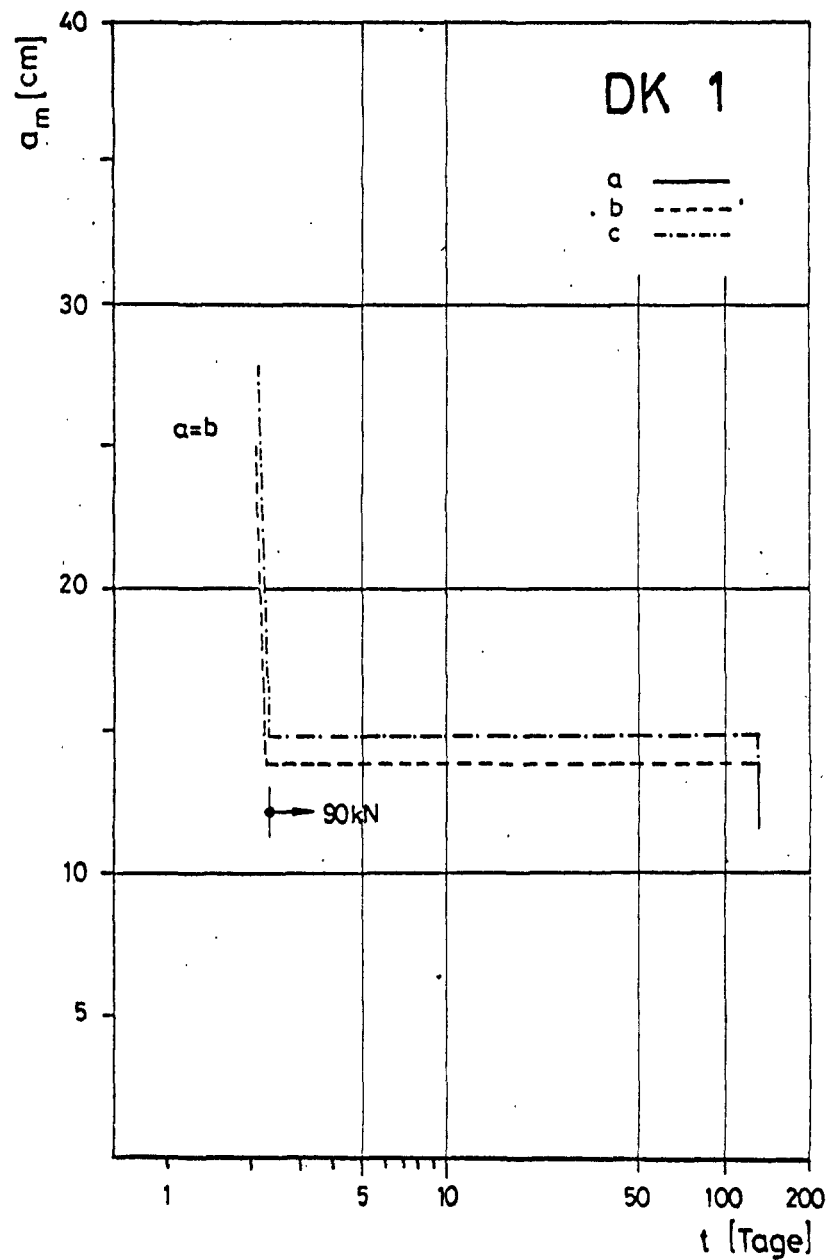


Bild 6.41 Mittlerer Rißabstand von DK 1 über die Zeit

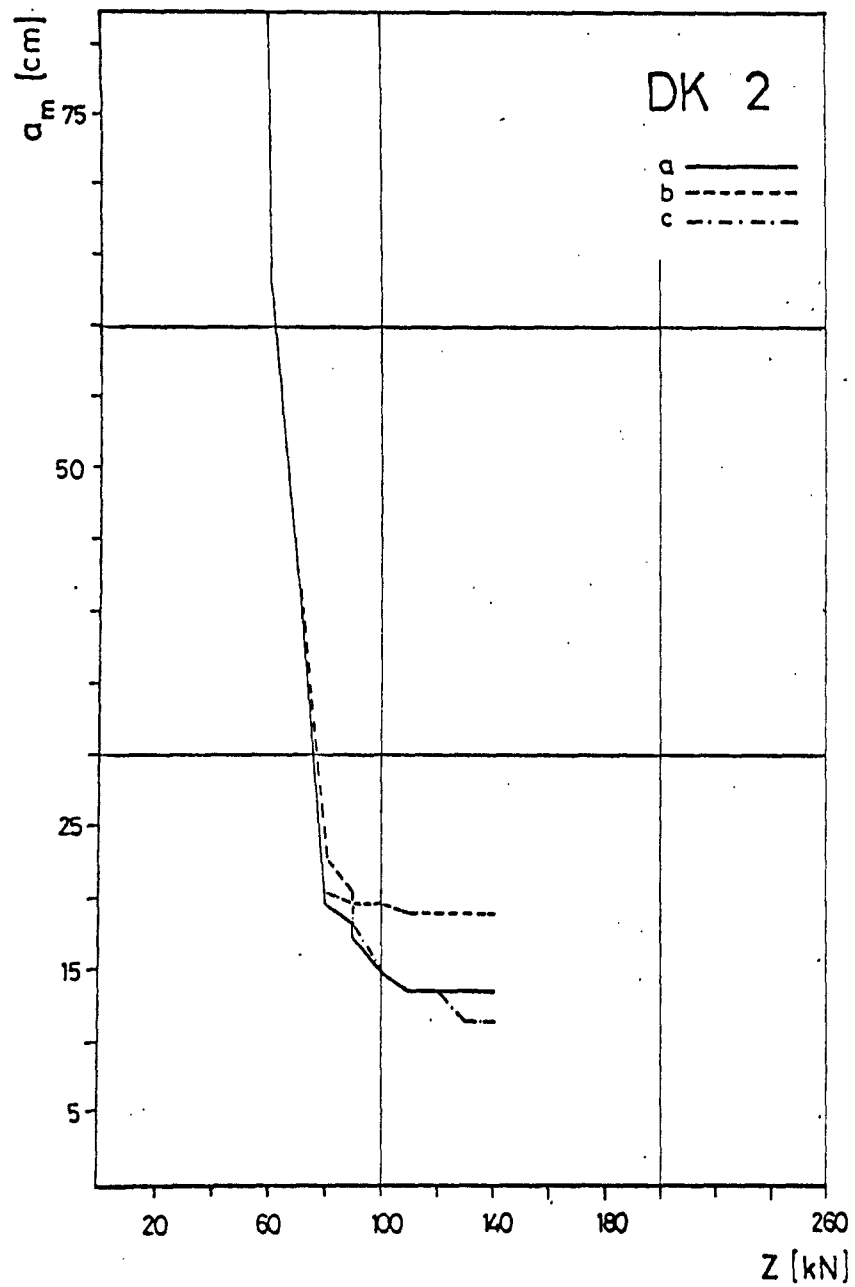


Bild 6.42 Mittlerer Rißabstand von DK 2 über die Belastung

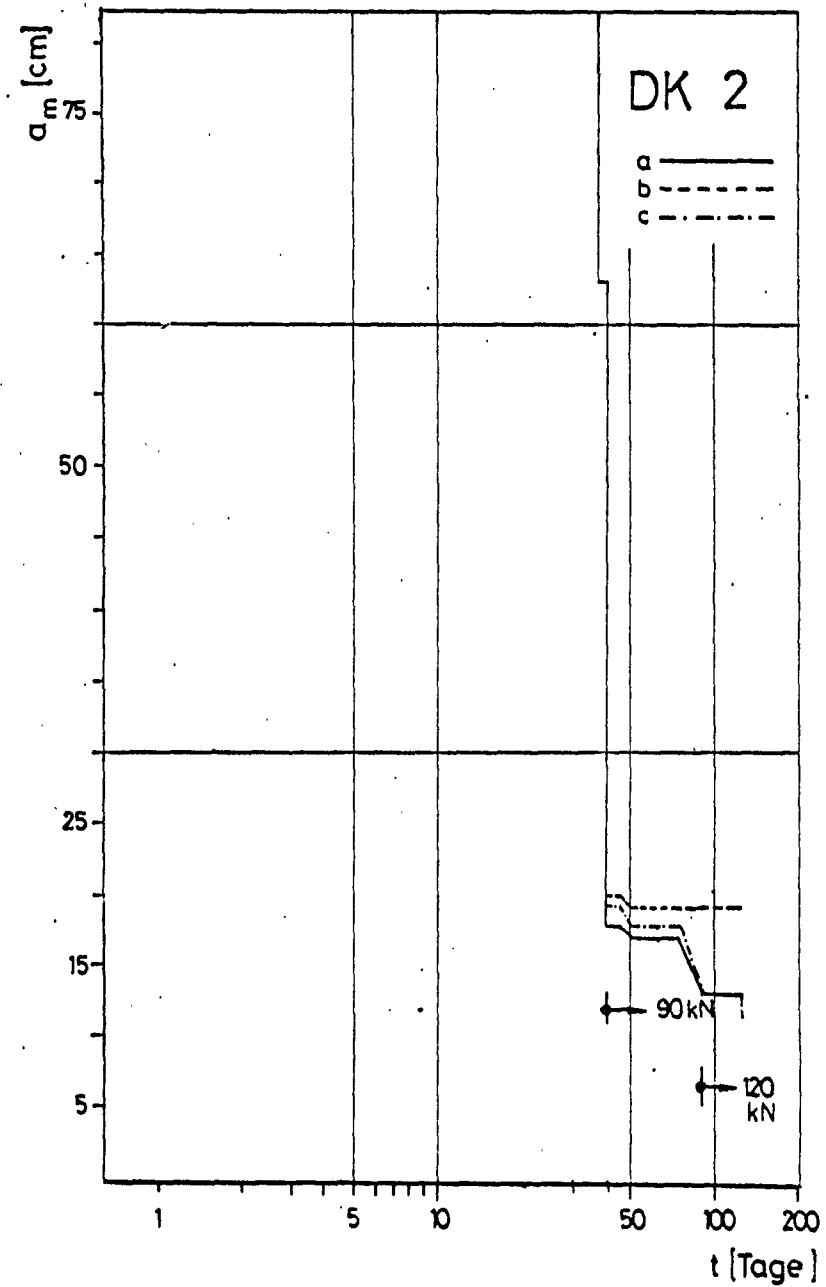


Bild 6.43 Mittlerer Rißabstand von DK 2 über die Zeit

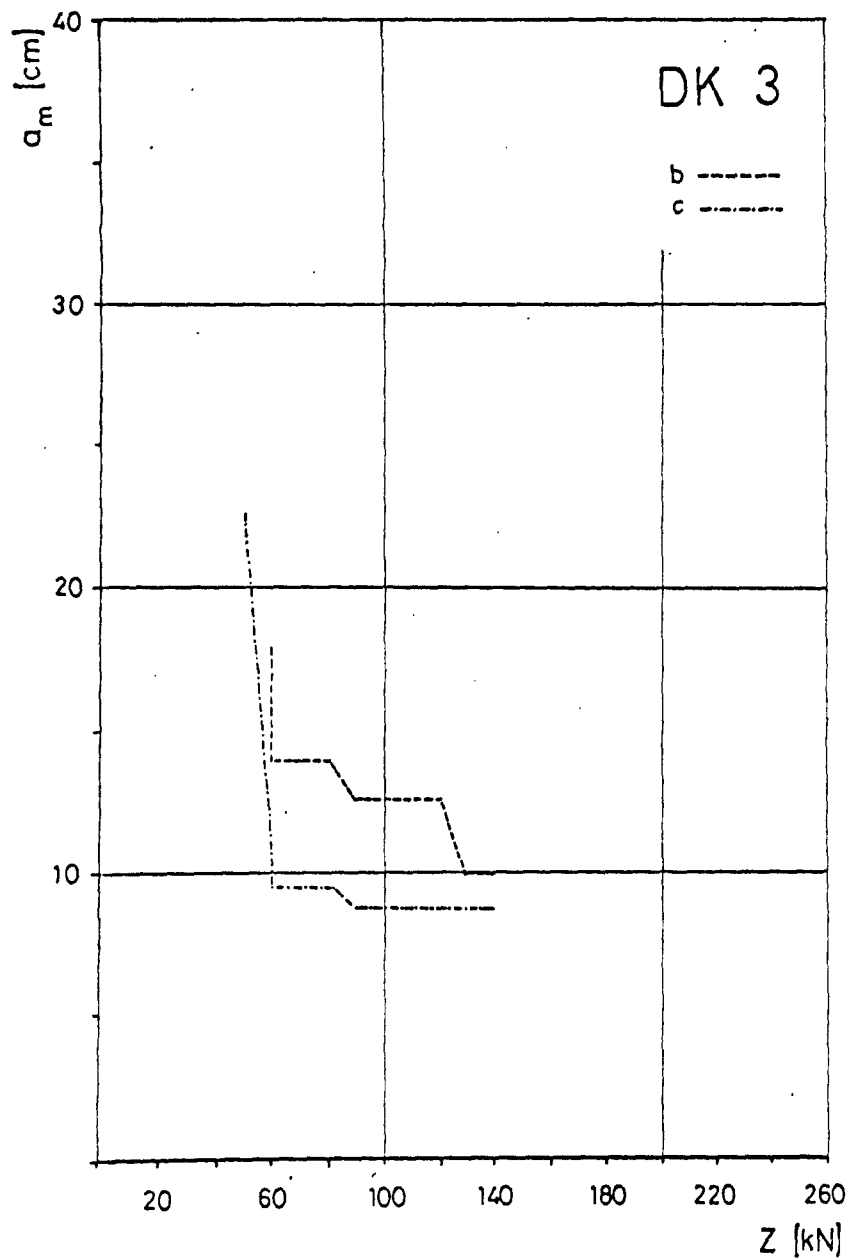


Bild 6.44 Mittlerer Rißabstand von DK 3 über die Belastung

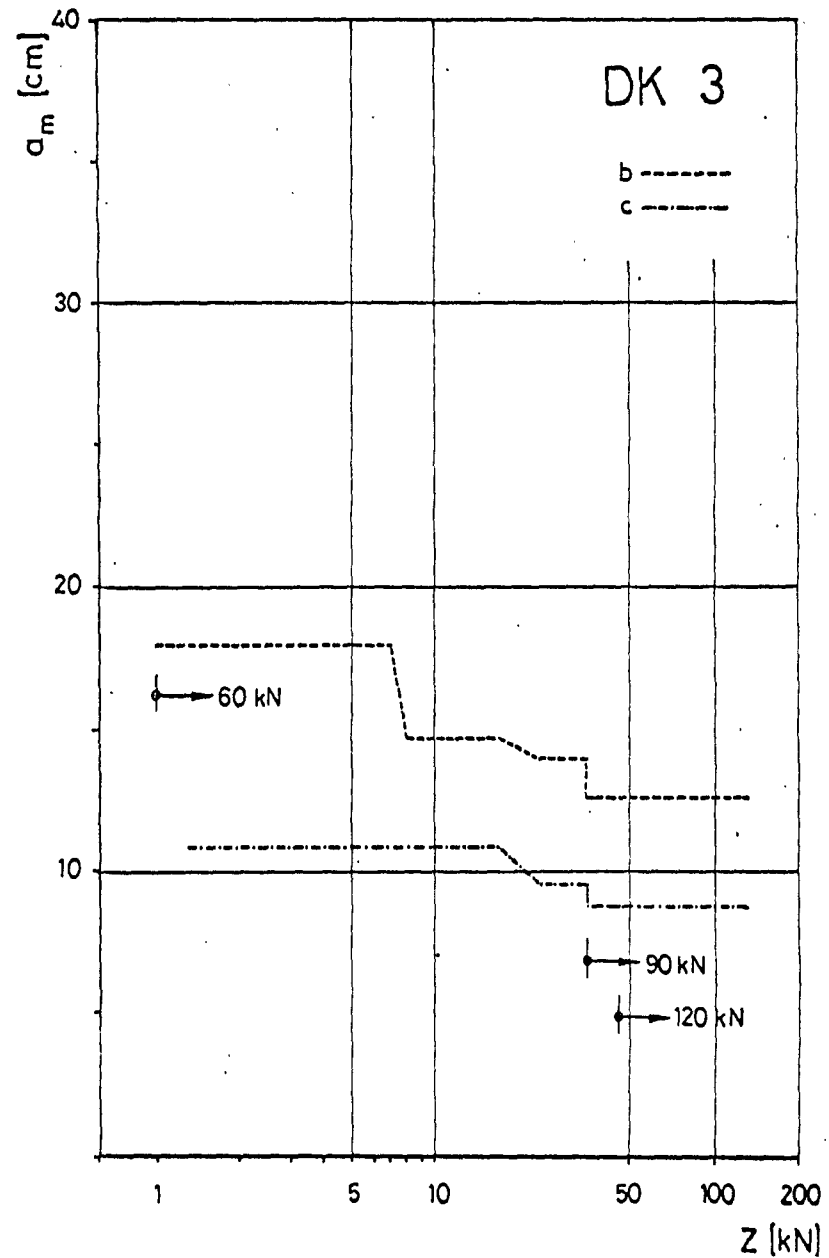


Bild 6.45 Mittlerer Rißabstand von DK 3 über die Zeit

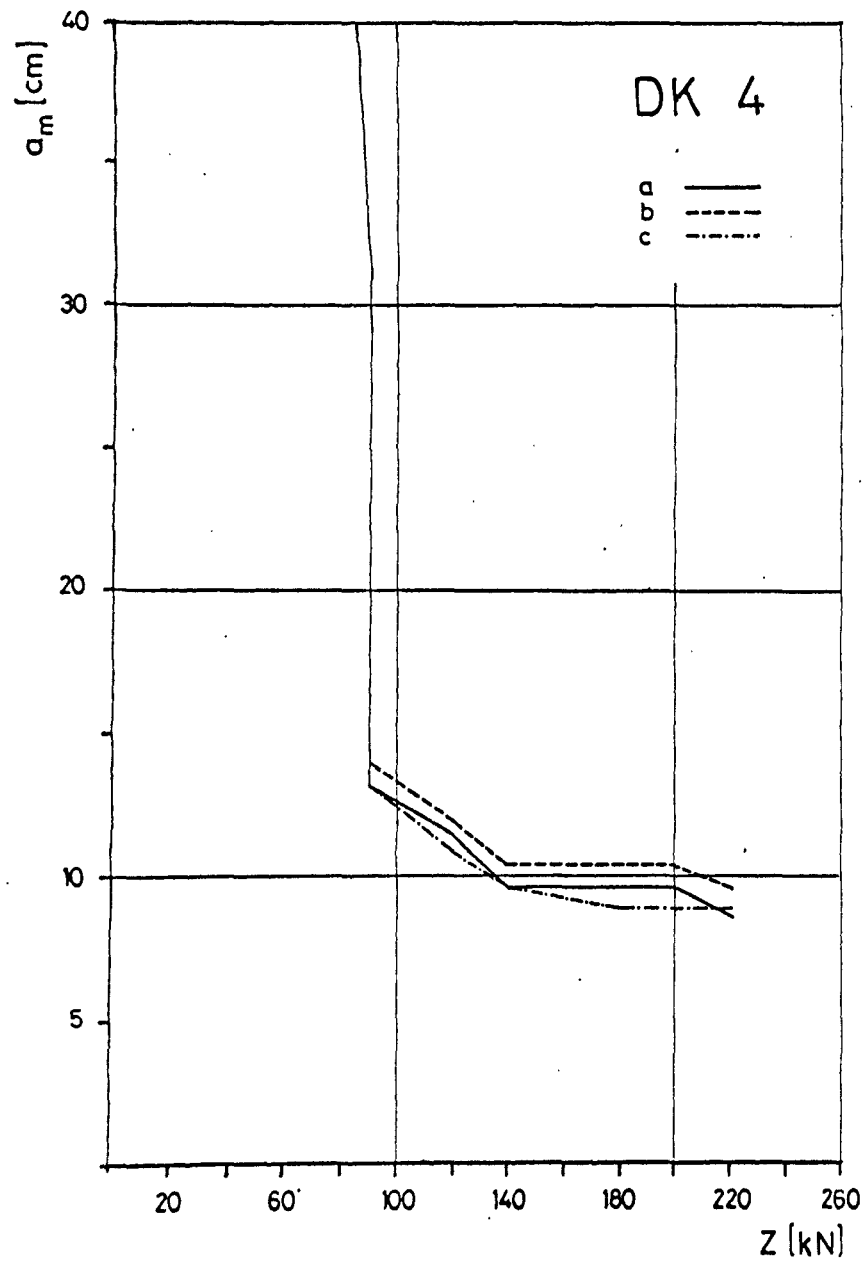


Bild 6.46 Mittlerer Rißabstand von DK 4 über die Belastung

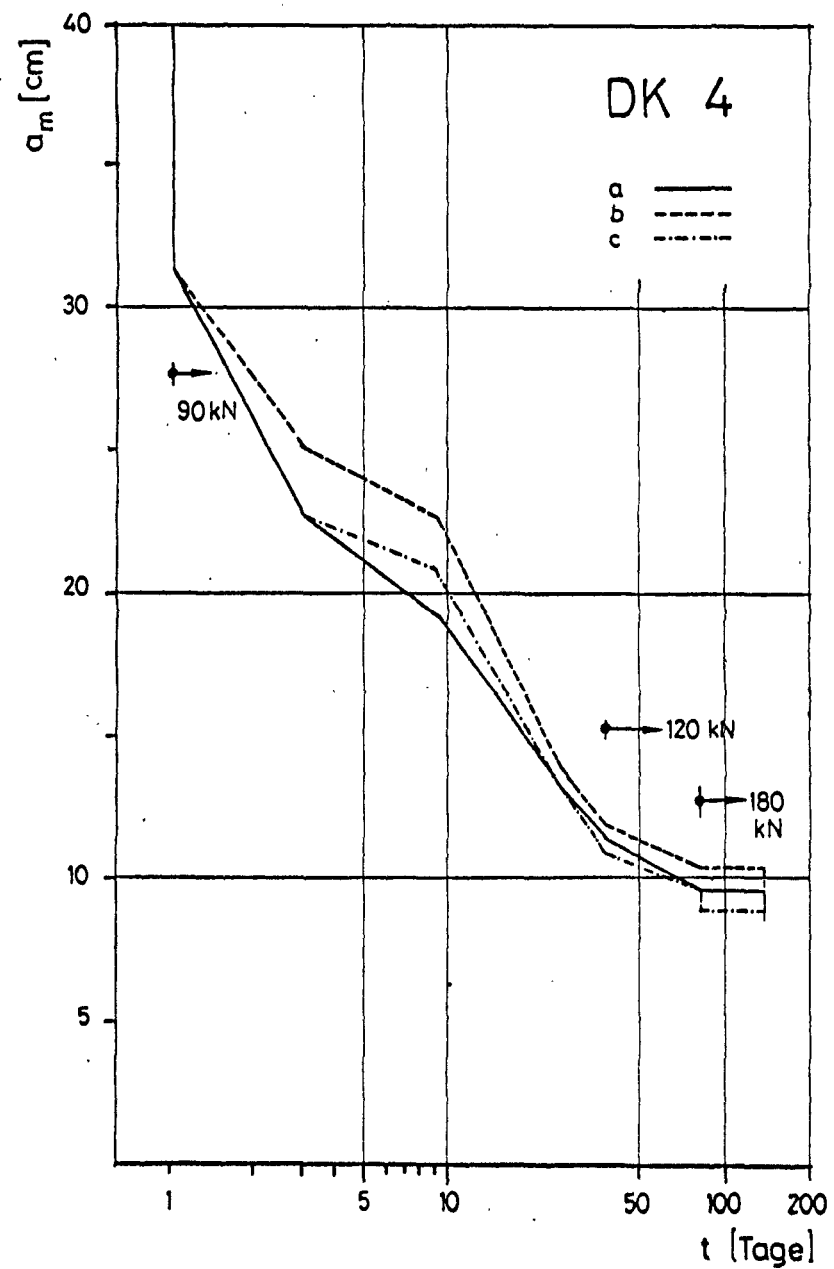


Bild 6.47 Mittlerer Rißabstand von DK 4 über die Zeit

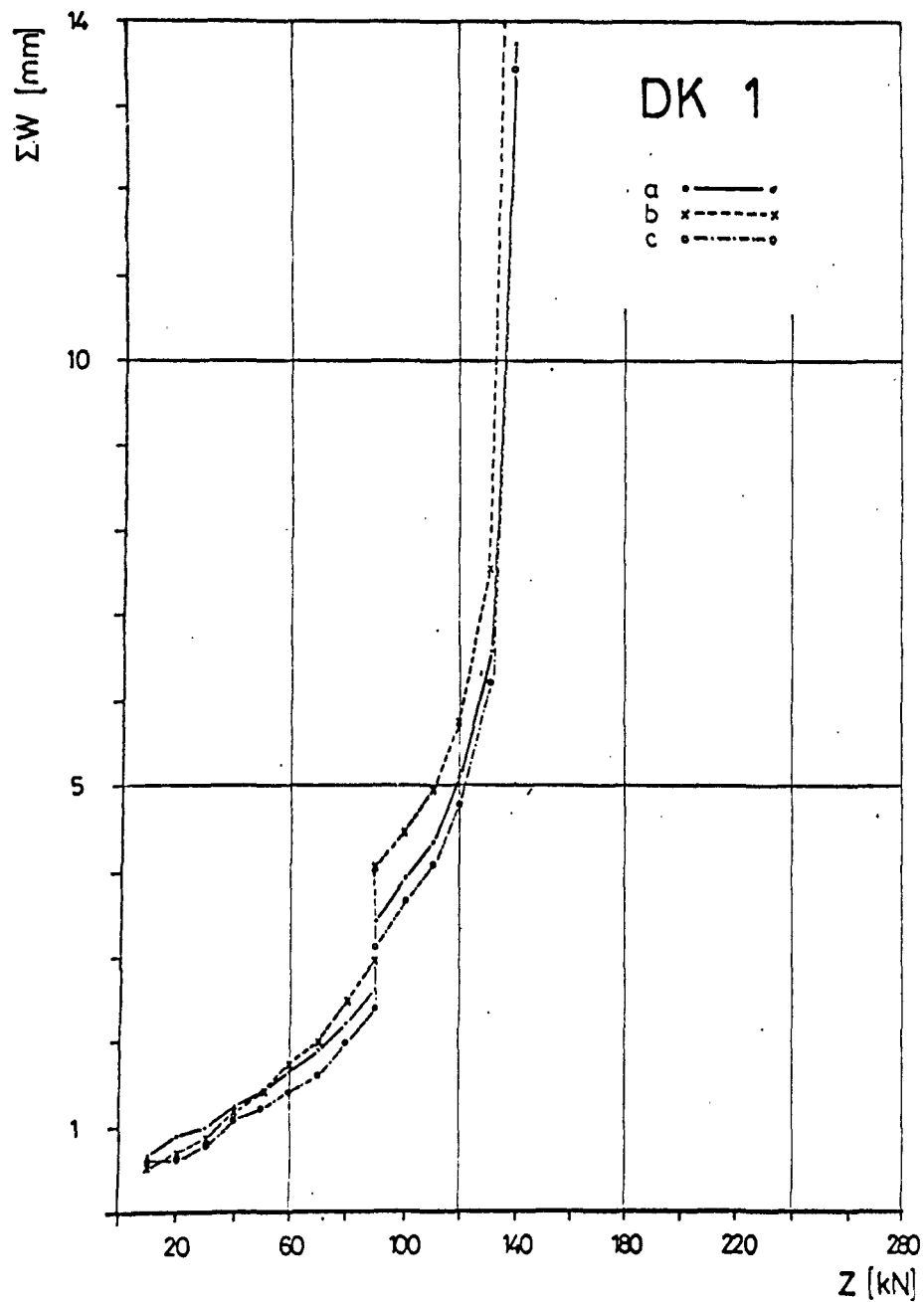


Bild 6.48 Zunahme der Rißbreiten von DK 1 über die Belastung

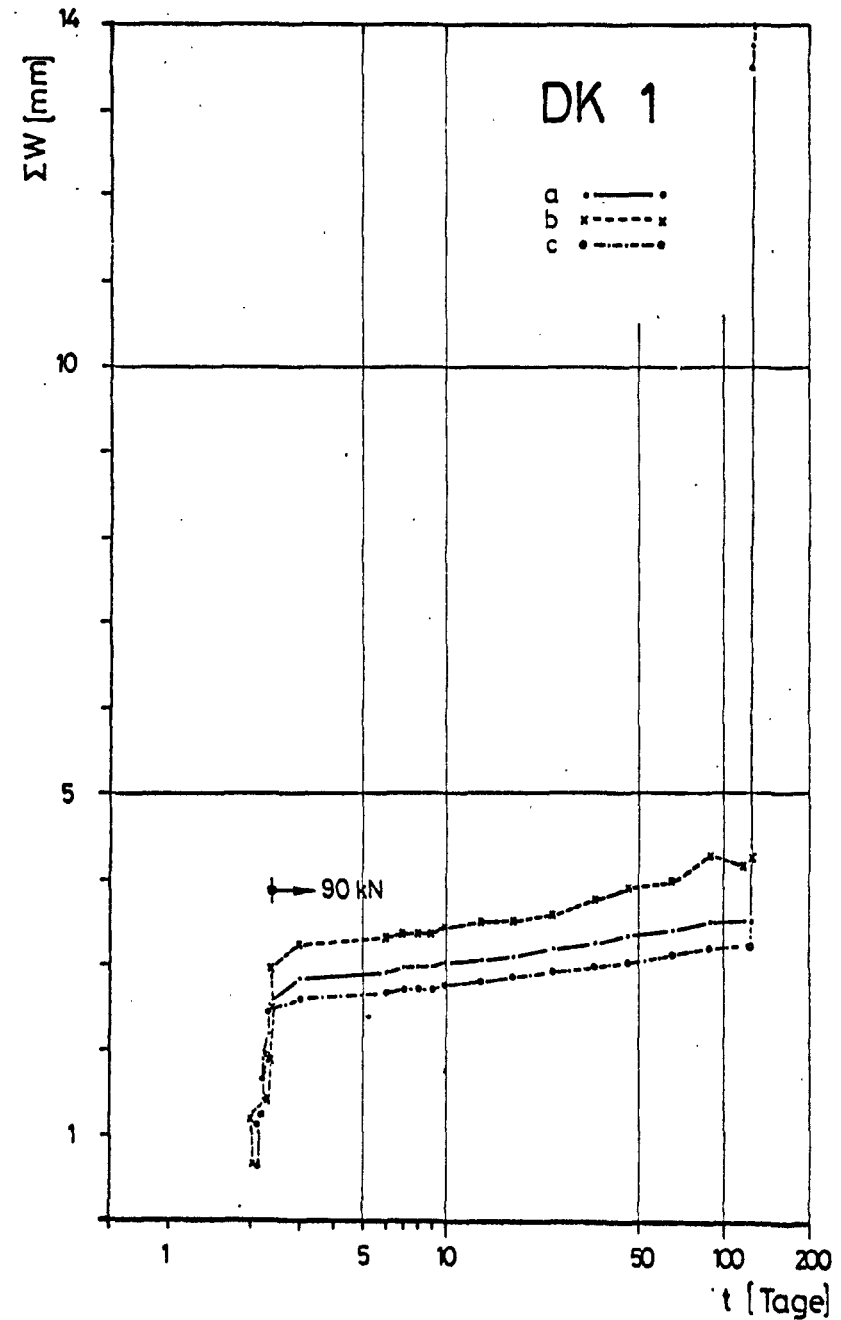


Bild 6.49 Zunahme der Rißbreiten von DK 1 über die Zeit

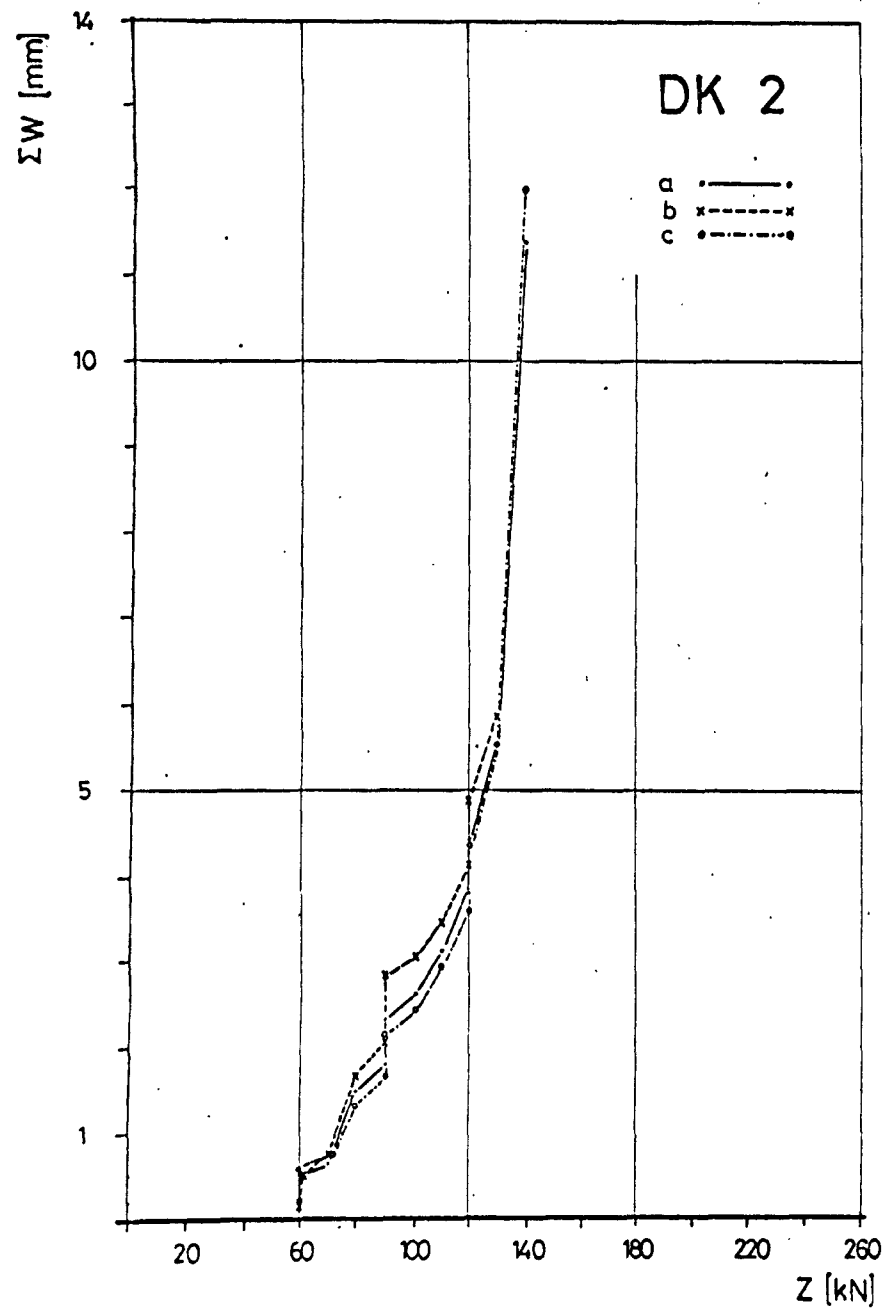


Bild 6.50 Zunahme der Rißbreiten von DK 2 über die Belastung

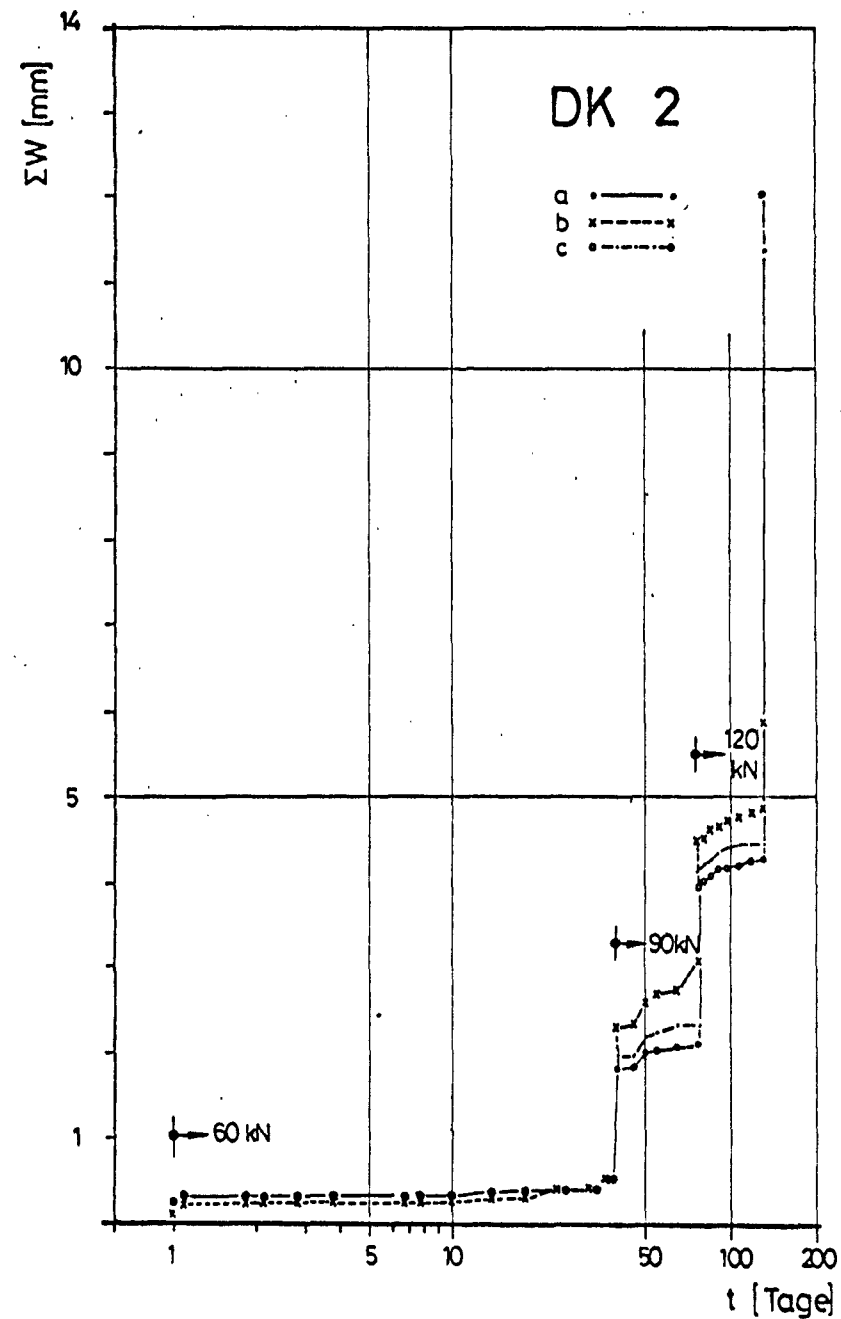


Bild 6.51 Zunahme der Rißbreiten von DK 2 über die Zeit

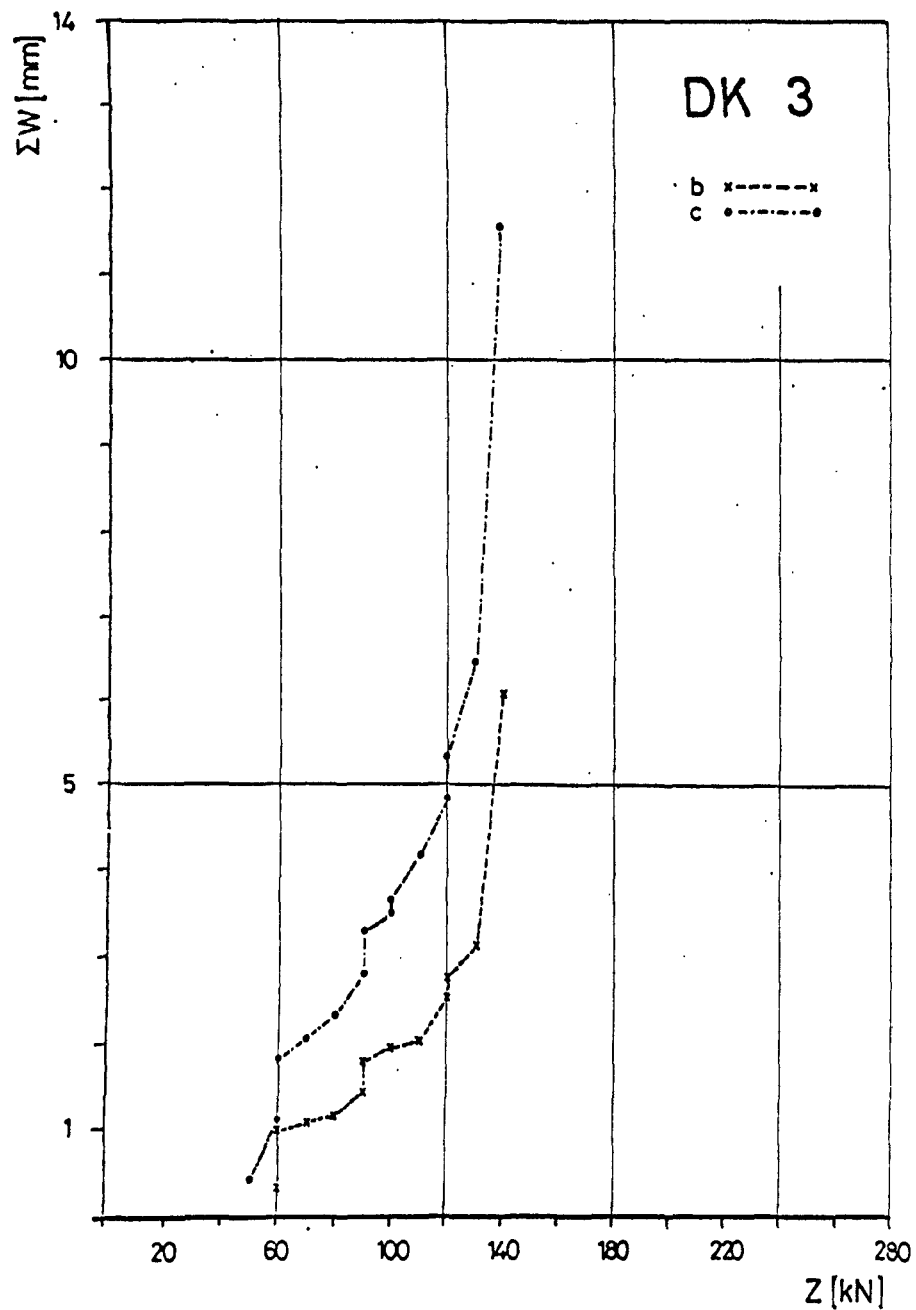


Bild 6.52 Zunahme der Rißbreiten von DK 3 über die Belastung

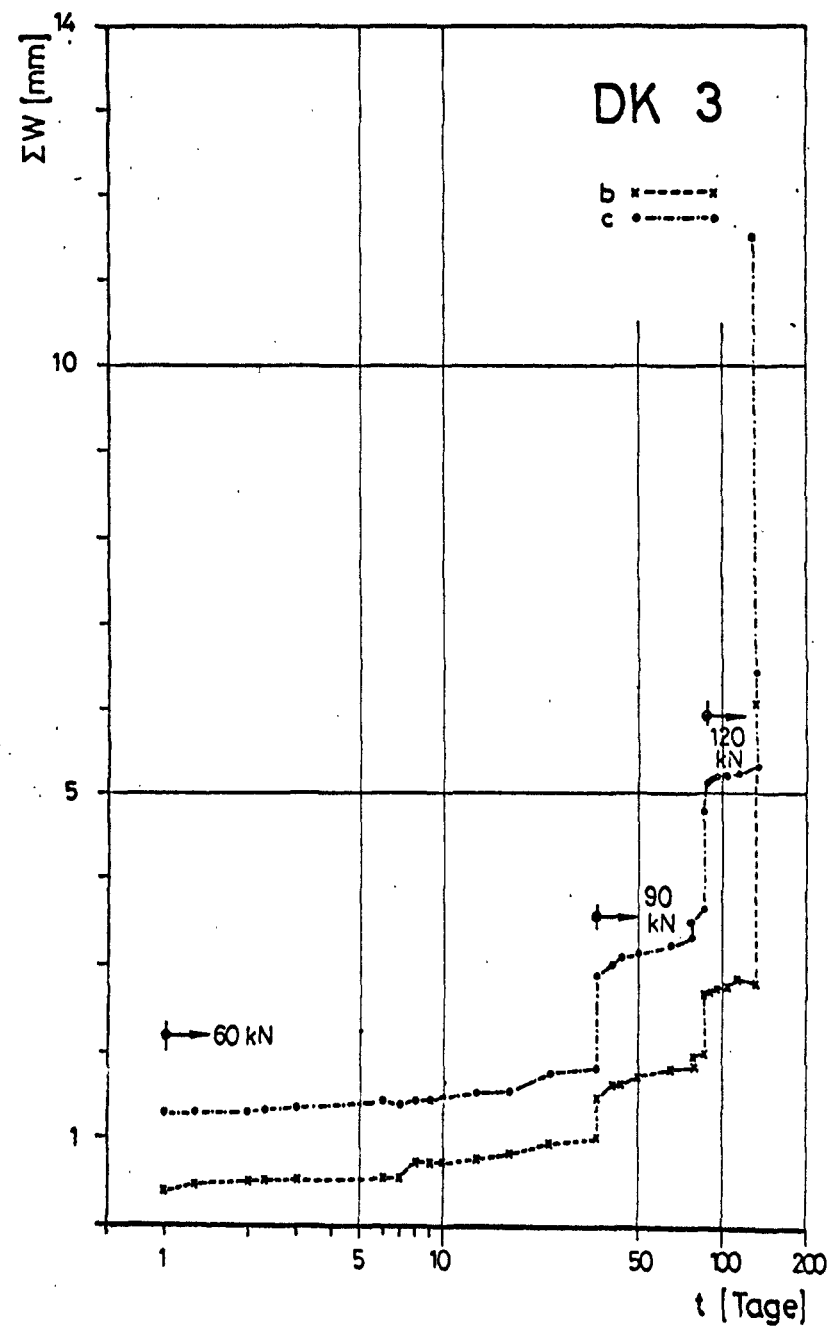


Bild 6.53 Zunahme der Rißbreiten von DK 3 über die Zeit

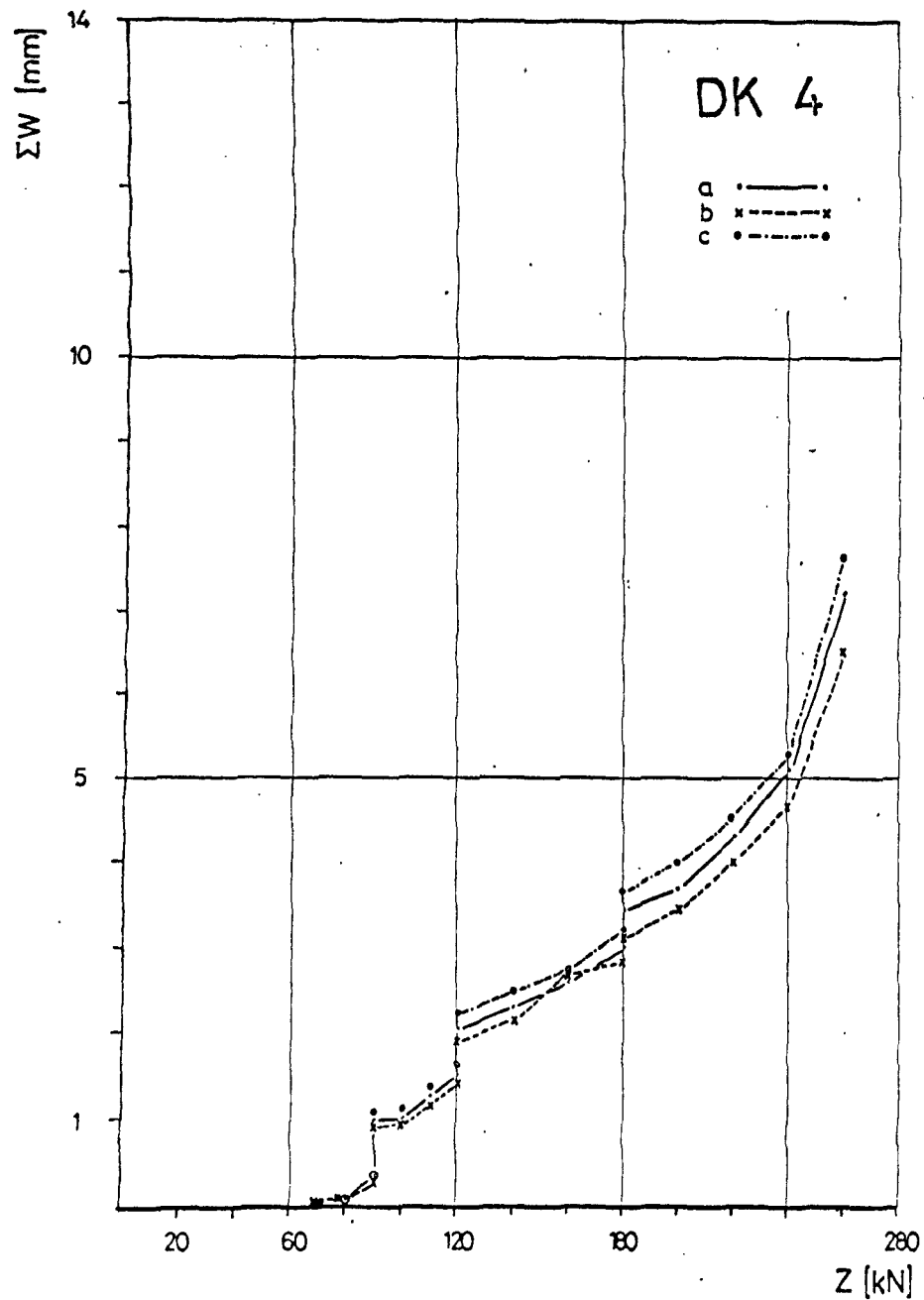


Bild 6.54 Zunahme der Rißbreiten von DK 4 über die Belastung

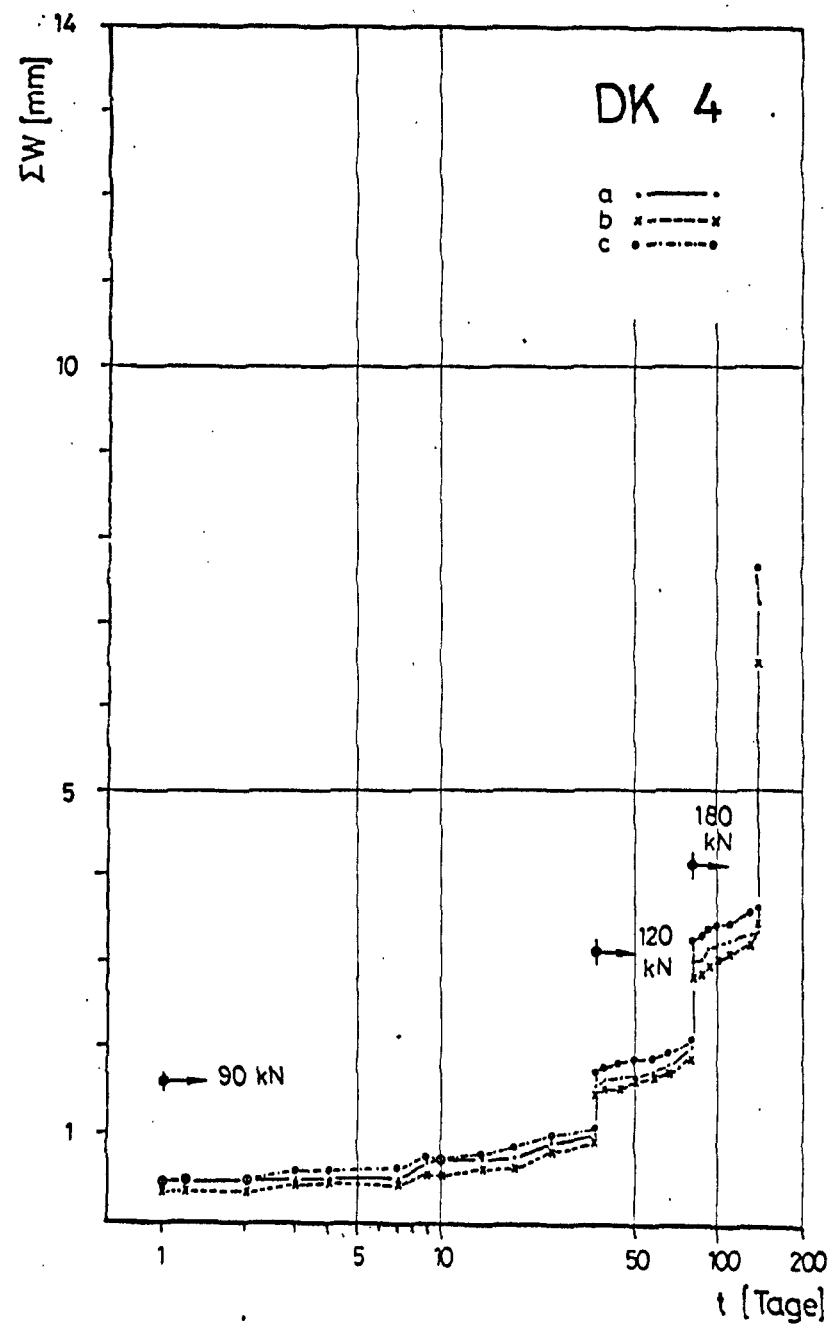


Bild 6.55 Zunahme der Rißbreiten von DK 4 über die Zeit

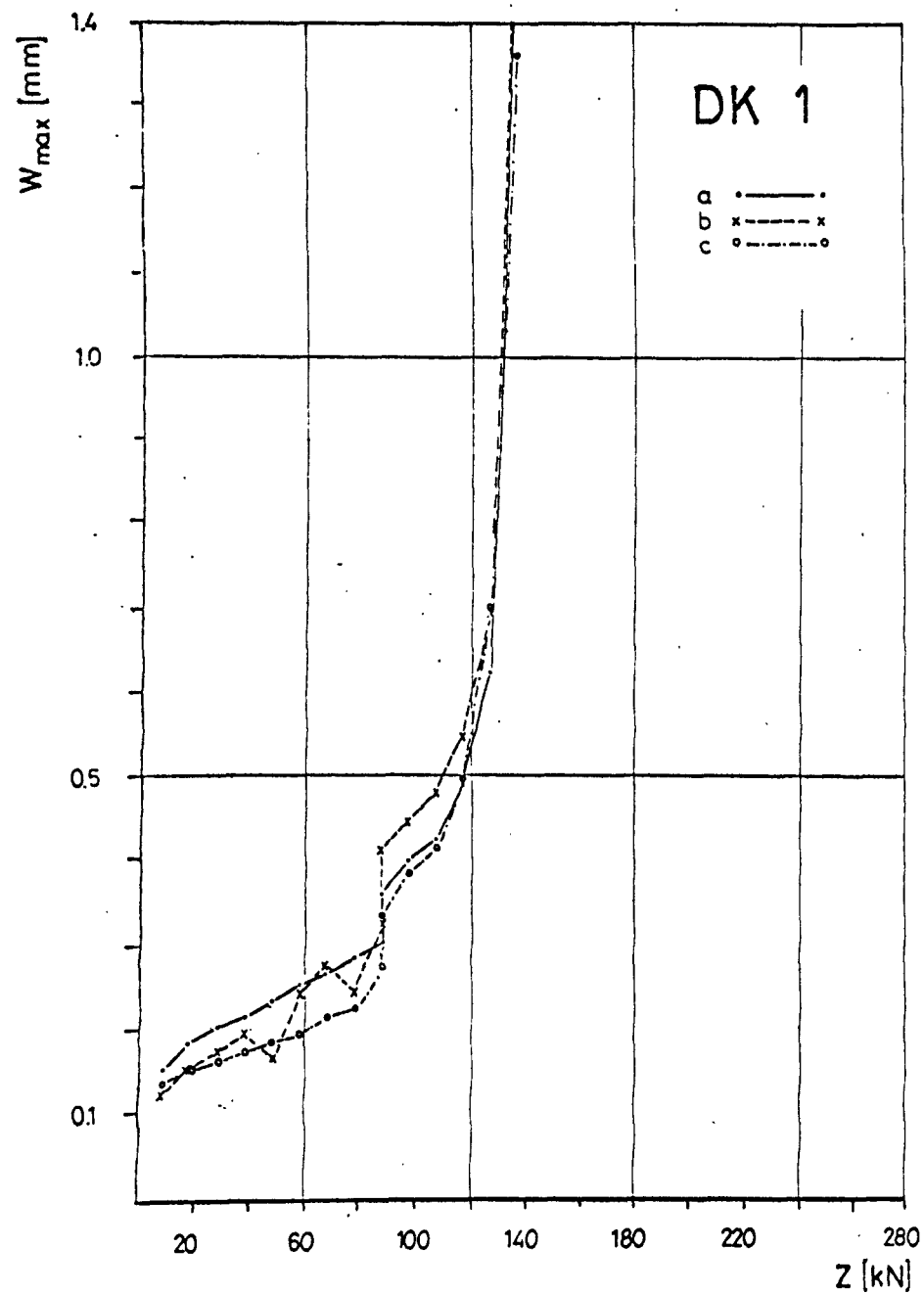


Bild 6.56 Größte Rißbreite von DK 1 über die Belastung

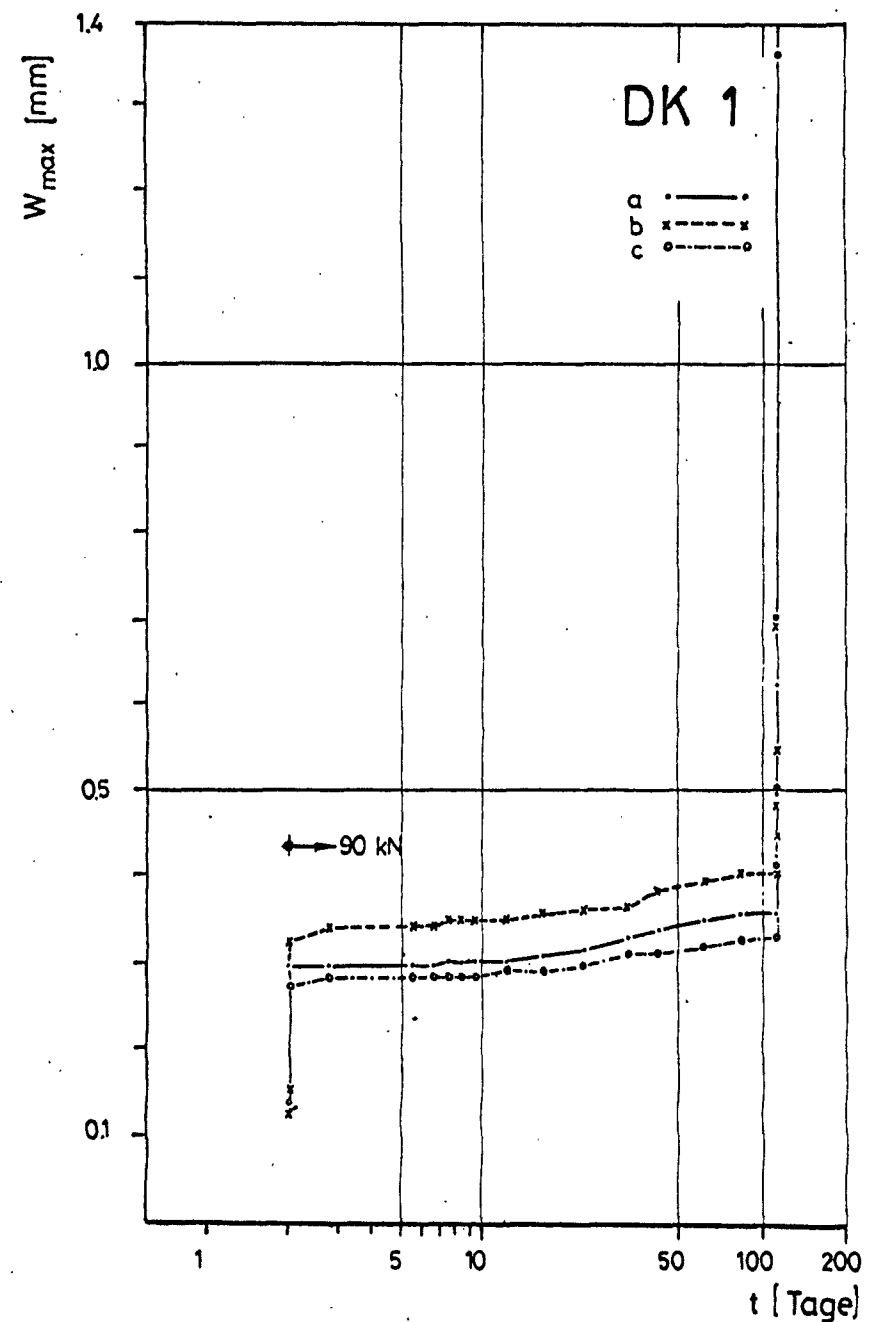


Bild 6.57 Größte Rißbreite von DK 1 über die Zeit

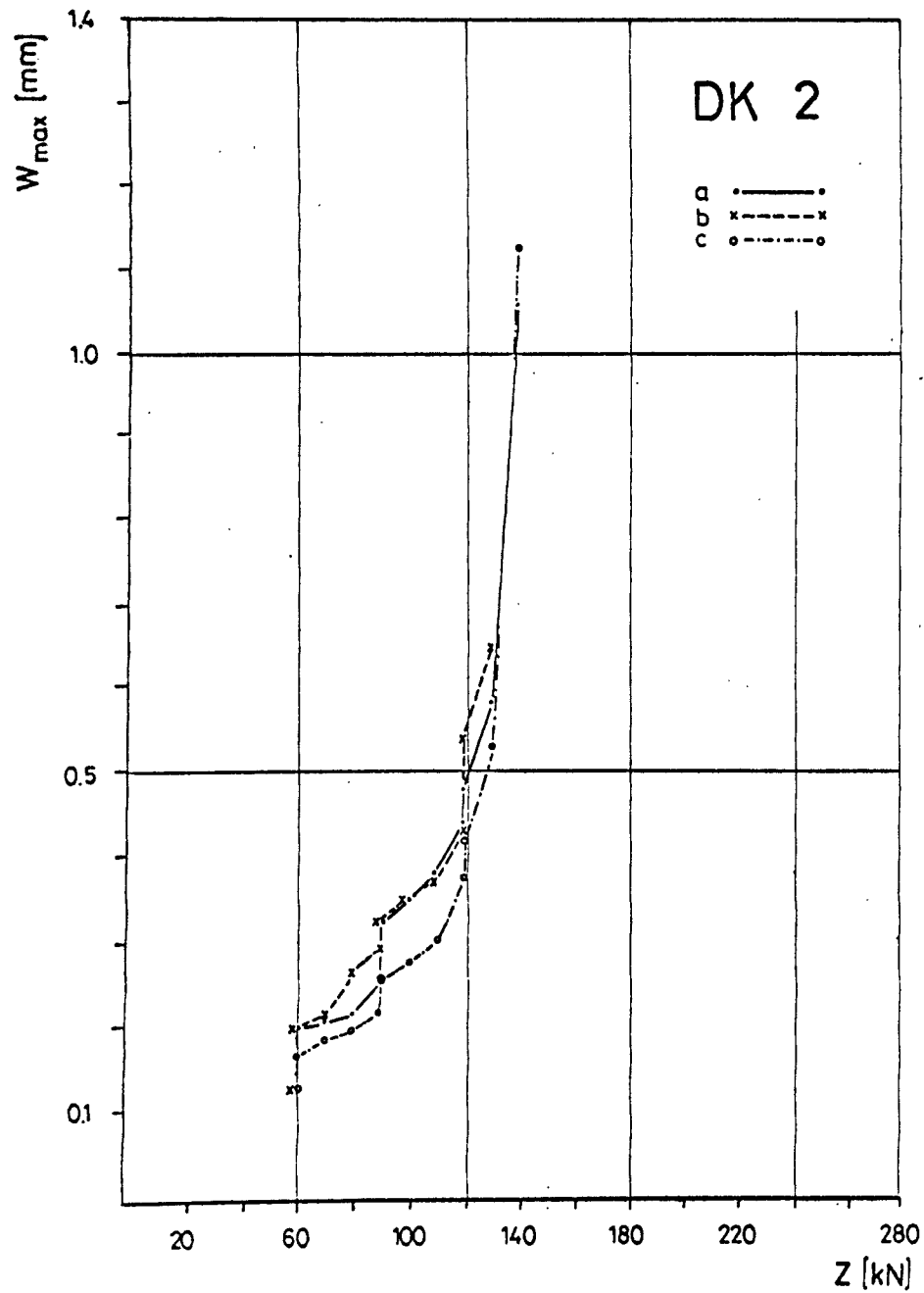


Bild 6.58 Größte Rißbreite von DK 2 über die Belastung

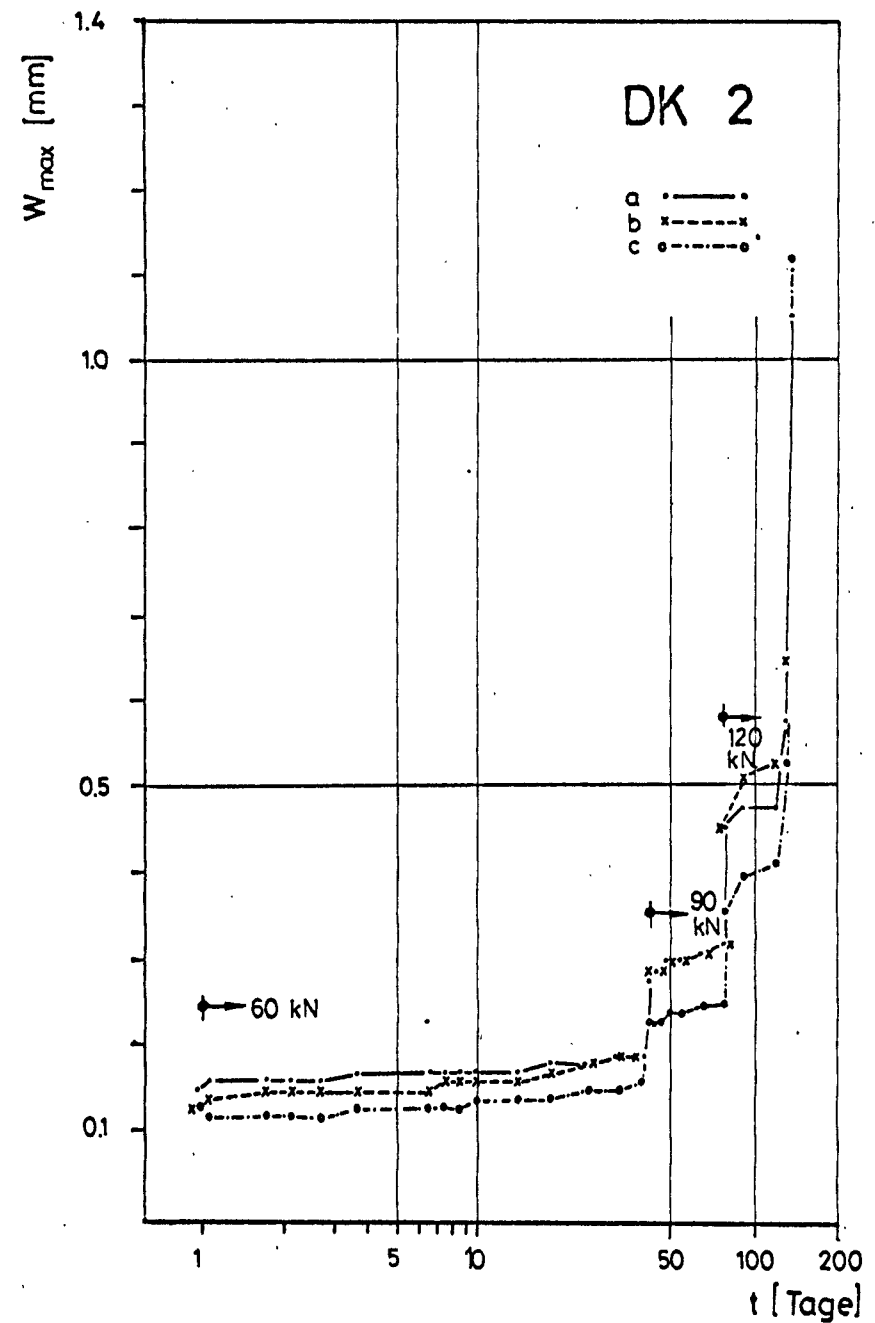


Bild 6.59 Größte Rißbreite von DK 2 über die Zeit

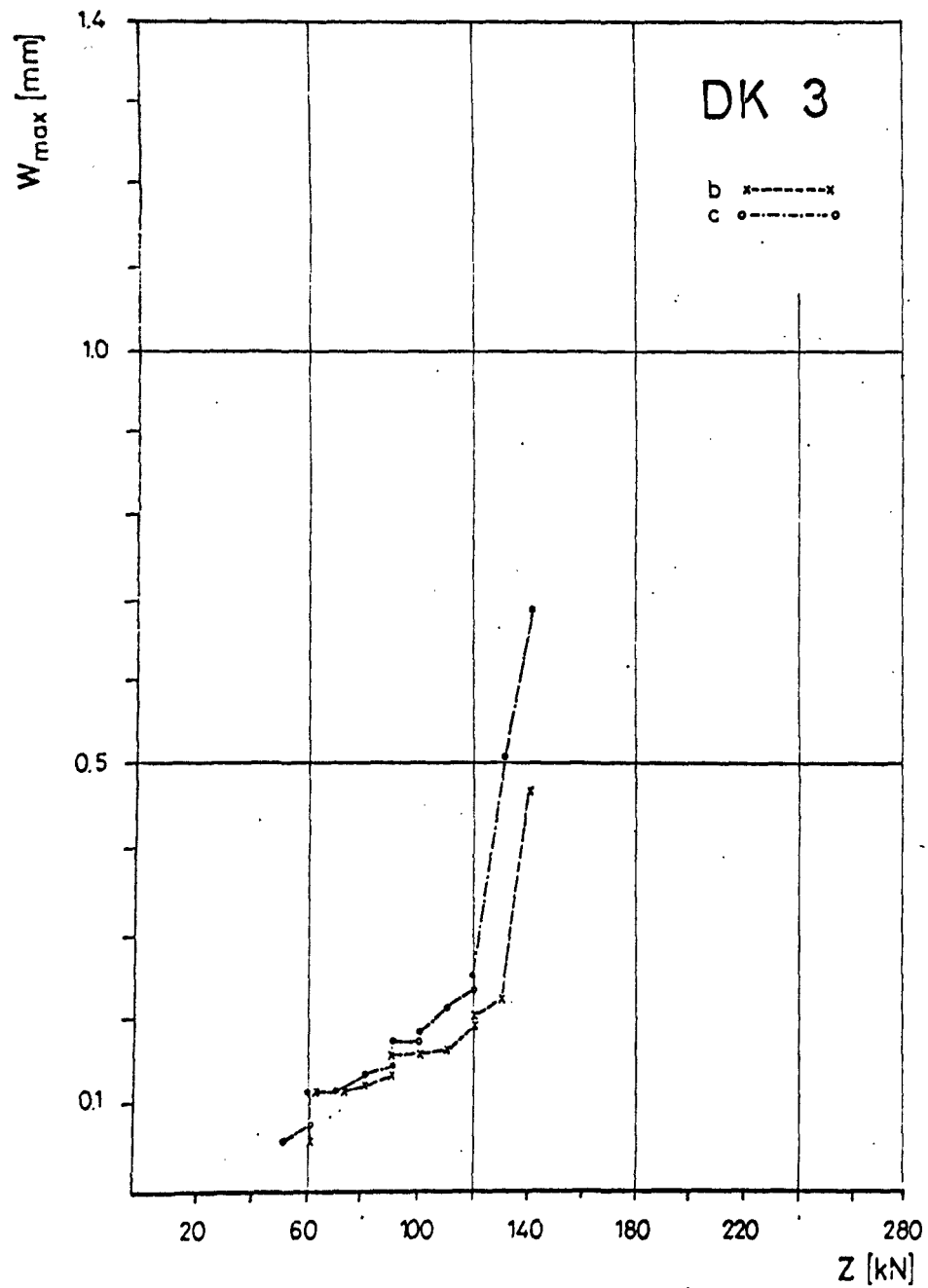


Bild 6.60 Größte Rißbreite von DK 3
über die Belastung

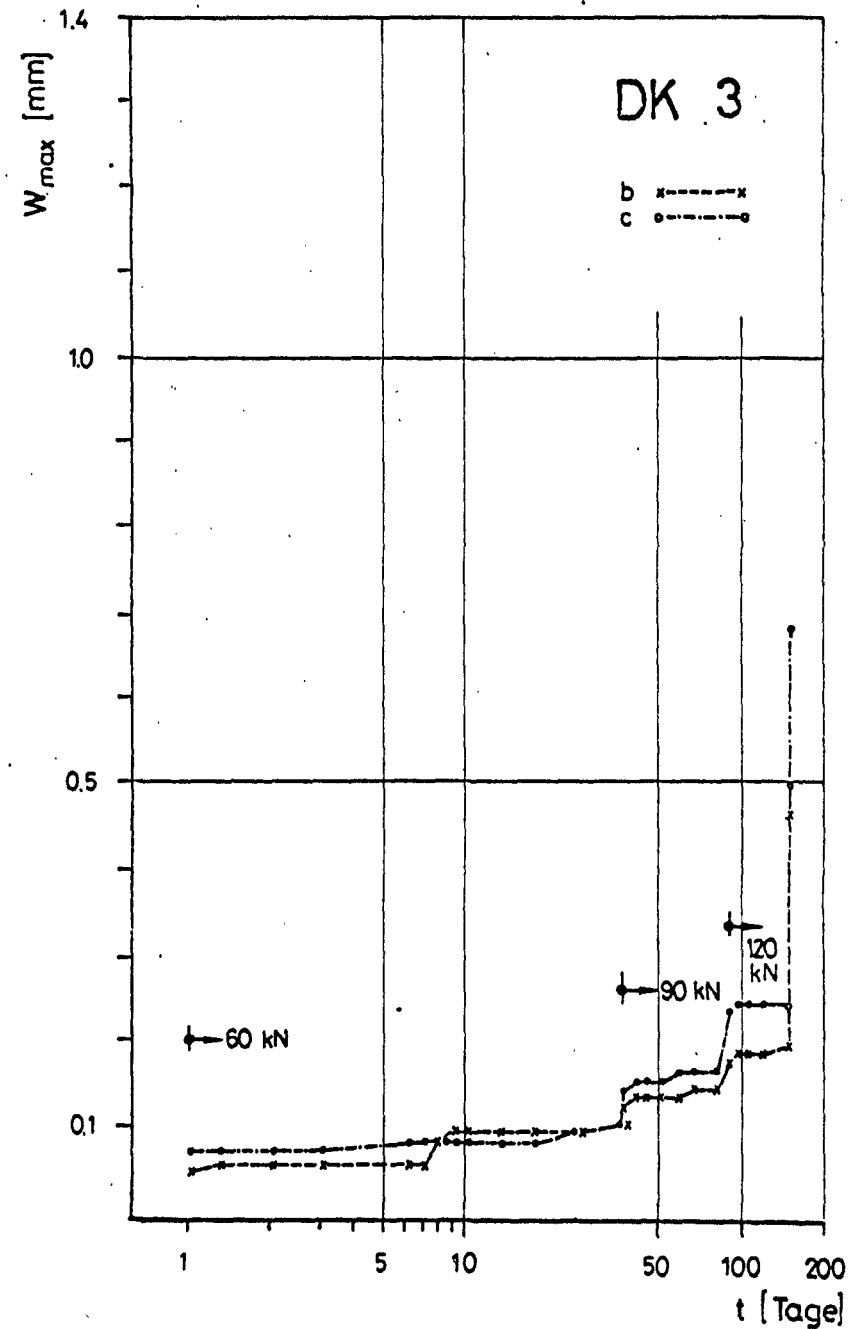


Bild 6.61 Größte Rißbreite von DK 3
über die Zeit

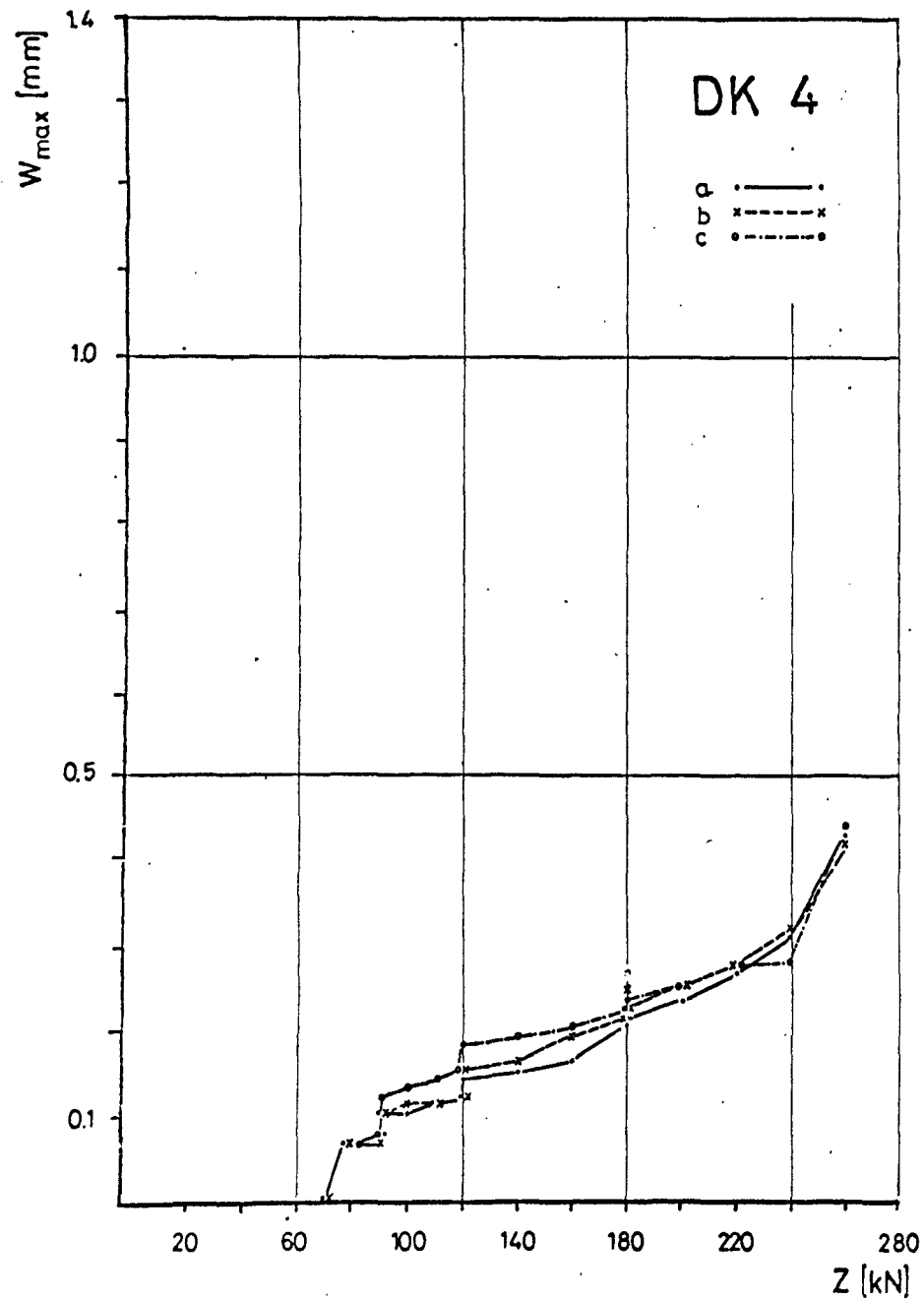


Bild 6.62 Größte Rißbreite von DK 4 über die Belastung

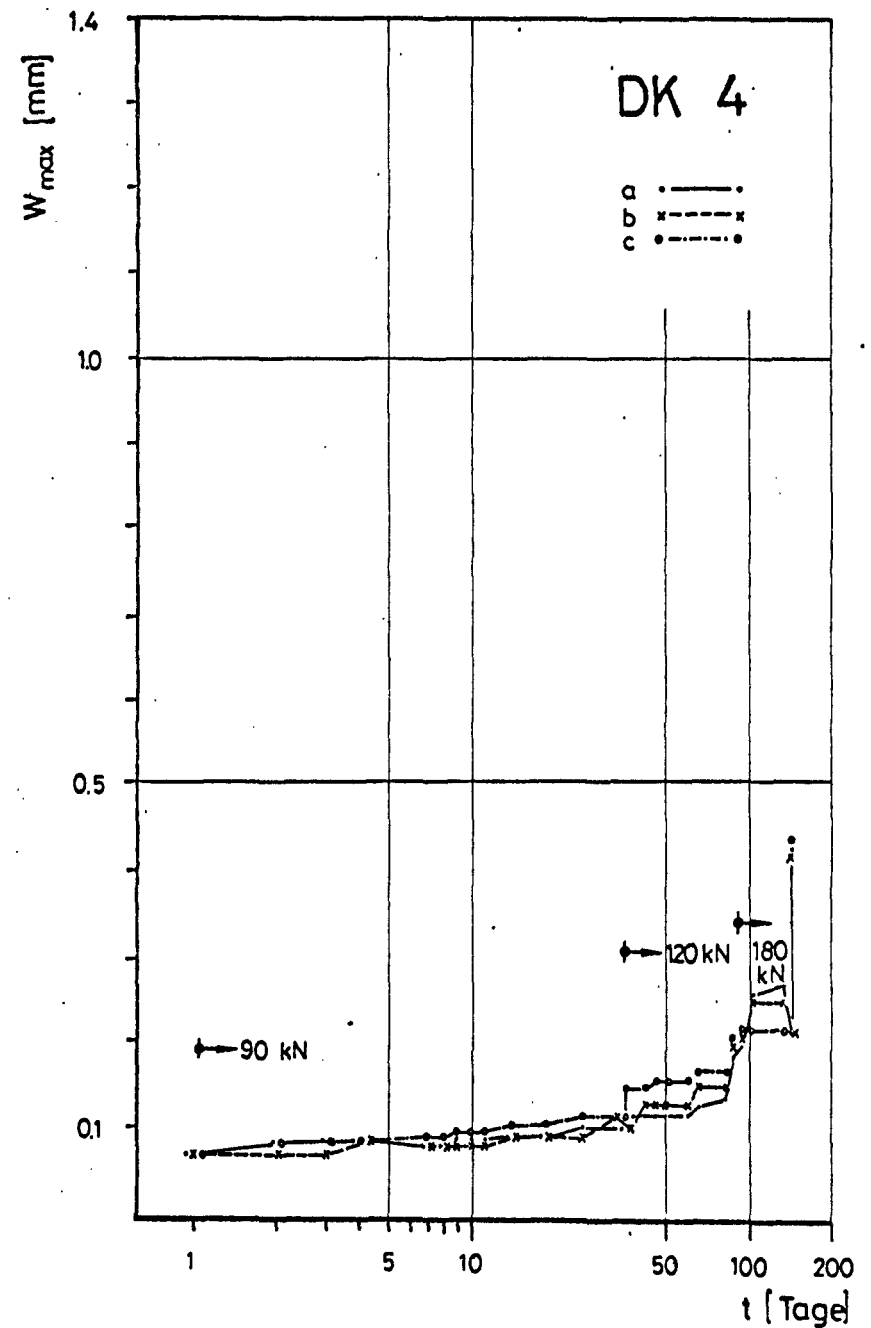


Bild 6.63 Größte Rißbreite von DK 4 über die Zeit

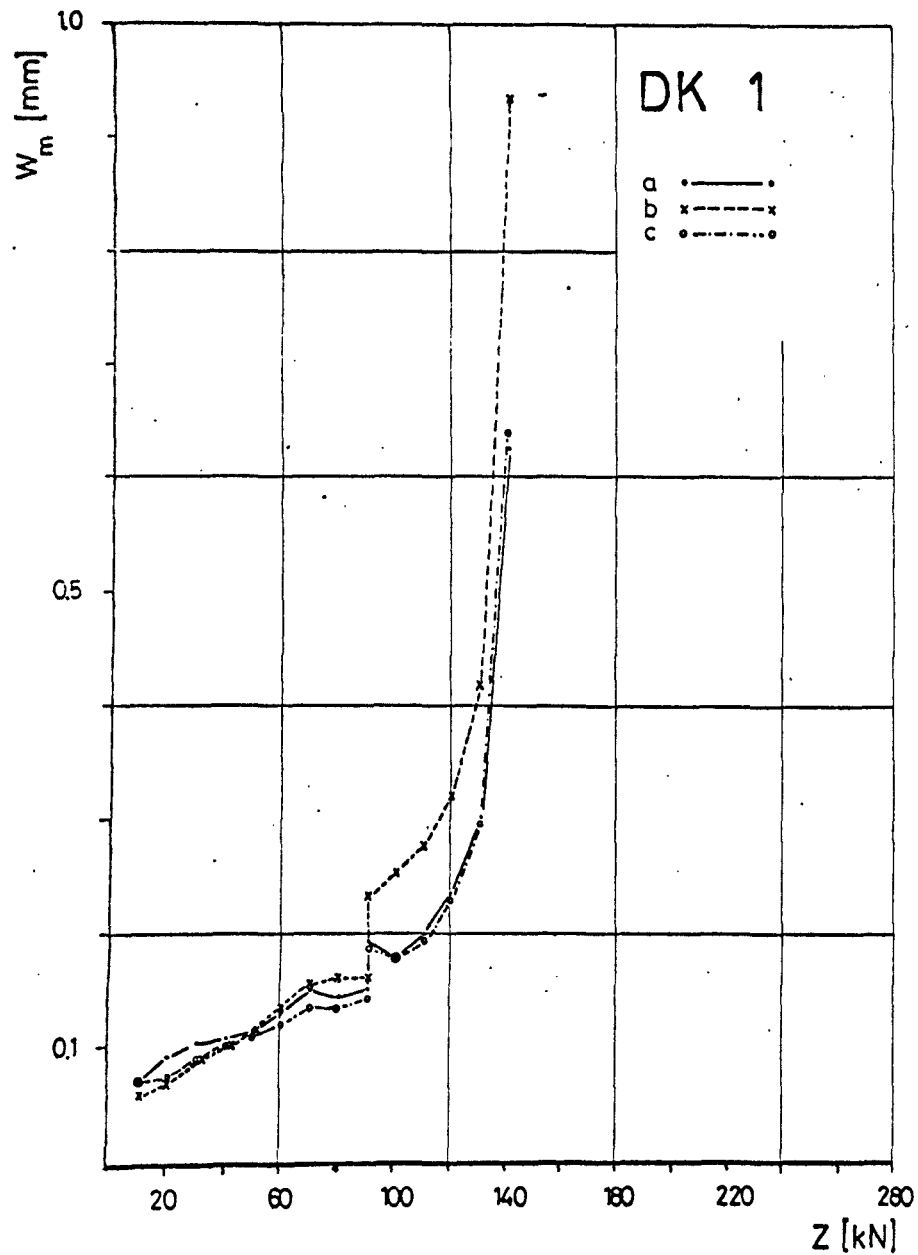


Bild 6.64 Mittlere Rißbreite von DK 1 über die Belastung

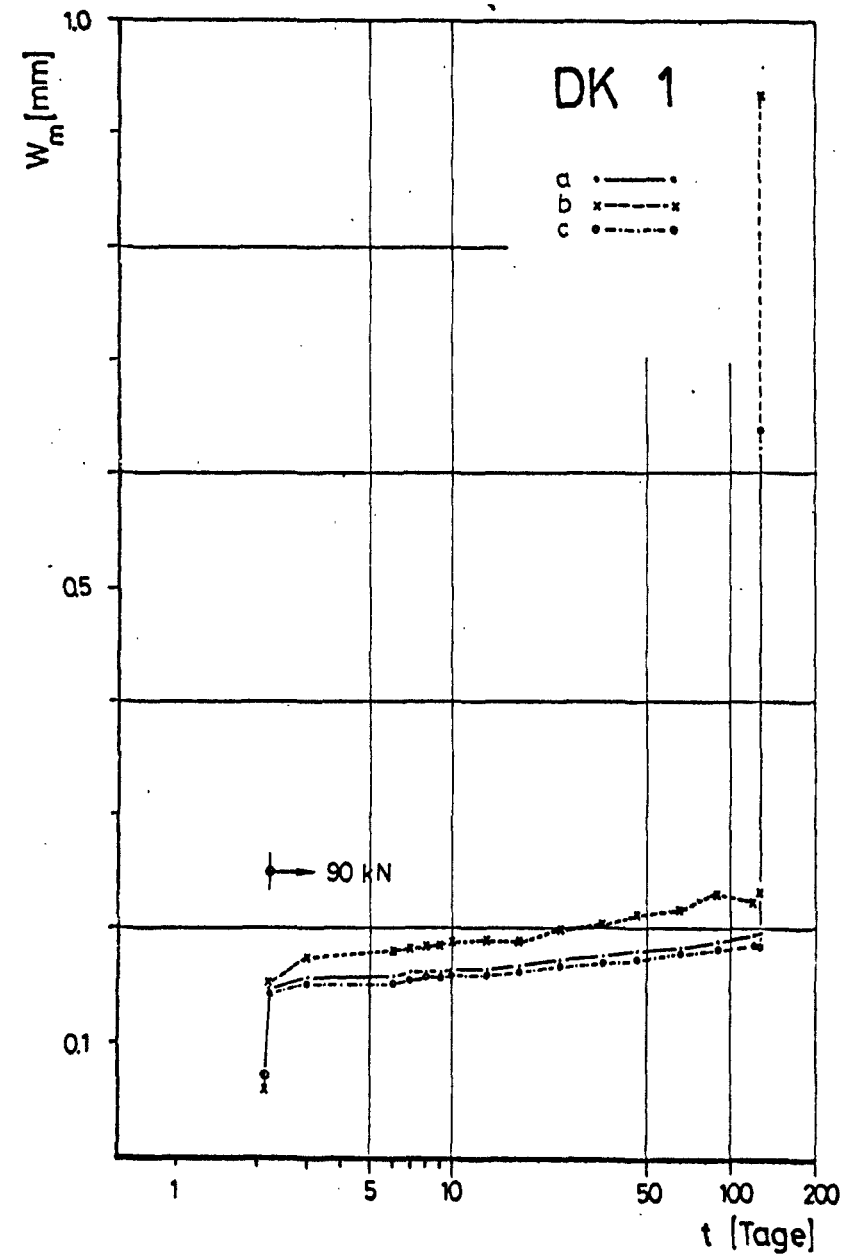


Bild 6.65 Mittlere Rißbreite von DK 1 über die Zeit

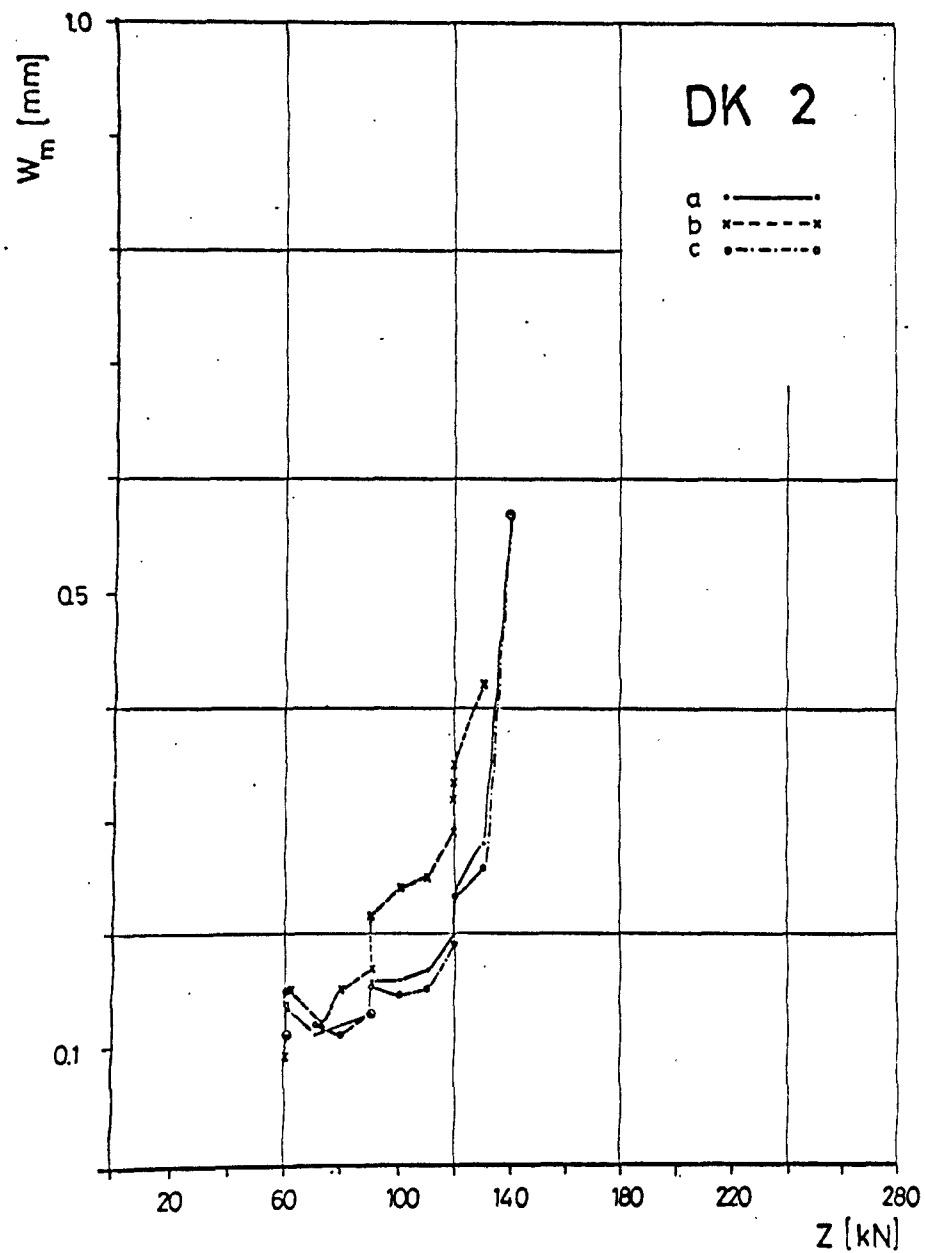


Bild 6.66 Mittlere Rißbreite von DK 2 über die Belastung

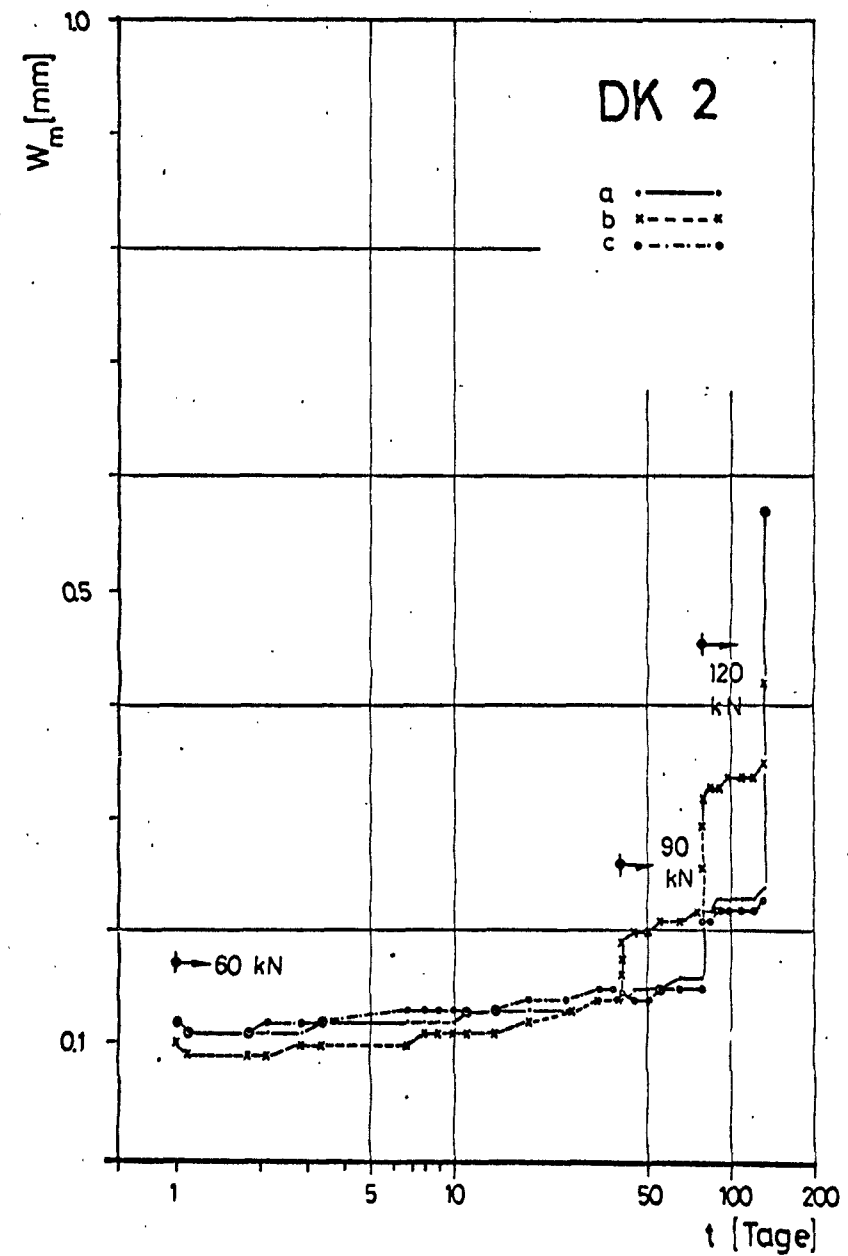


Bild 6.67 Mittlere Rißbreite von DK 2 über die Zeit

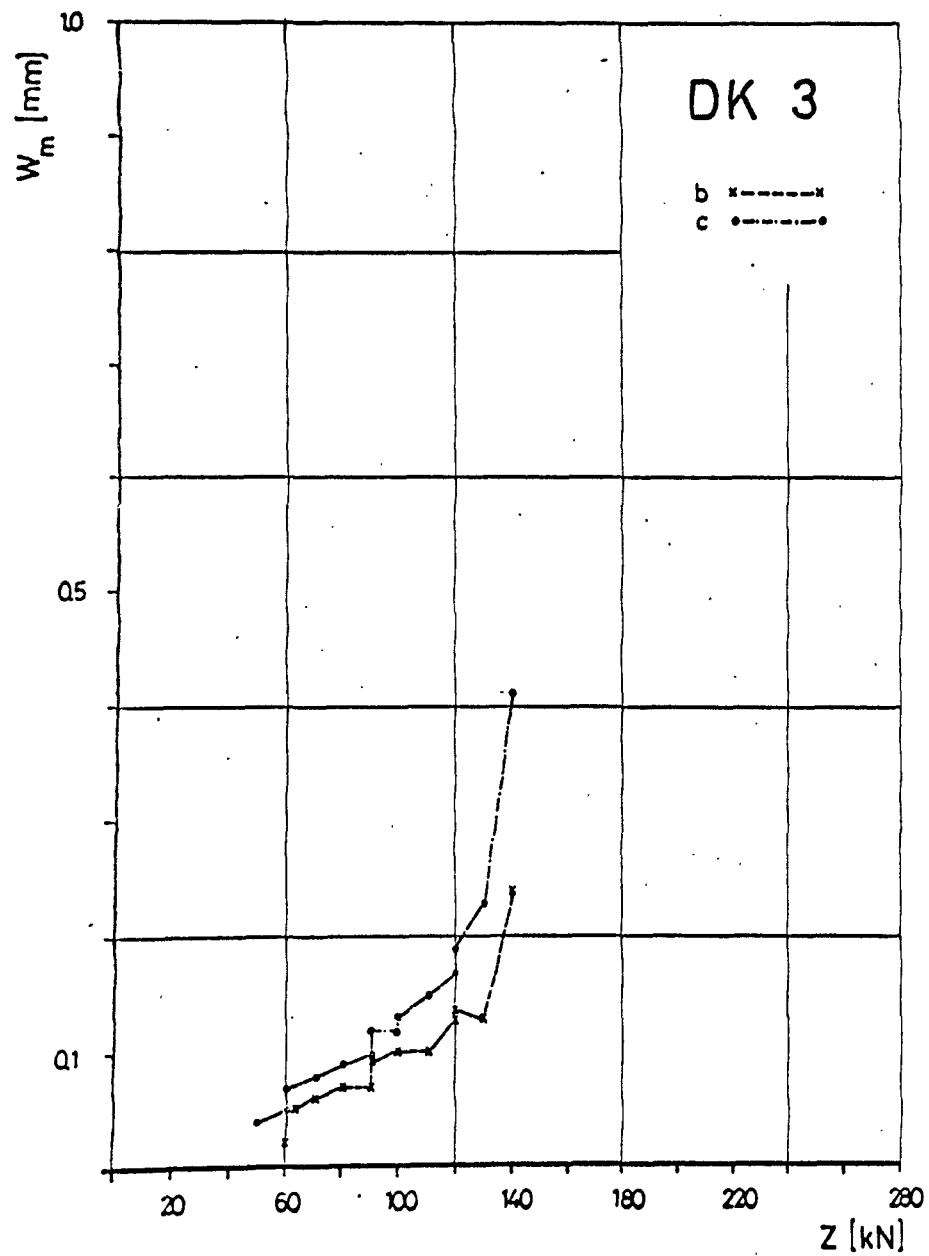


Bild 6.68 Mittlere Rißbreite von DK 3 über die Belastung

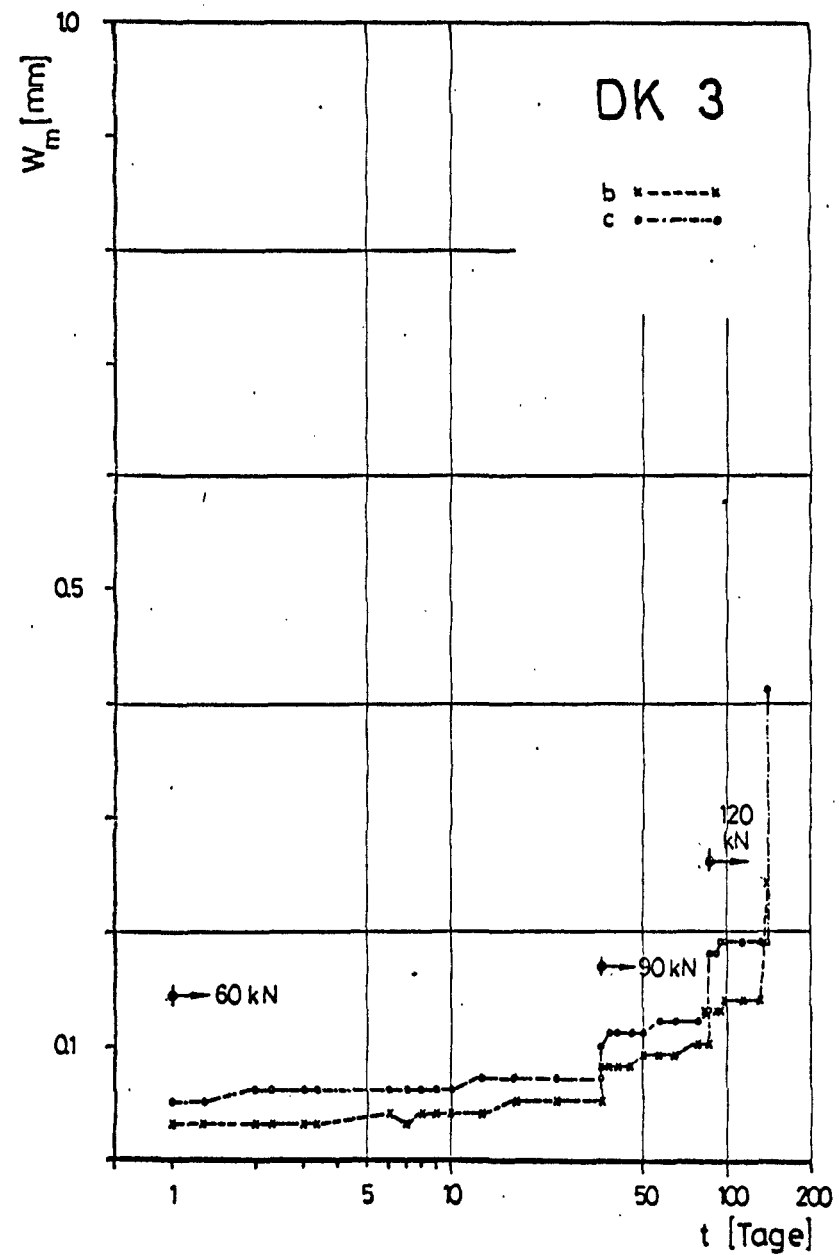


Bild 6.69 Mittlere Rißbreite von DK 3 über die Zeit

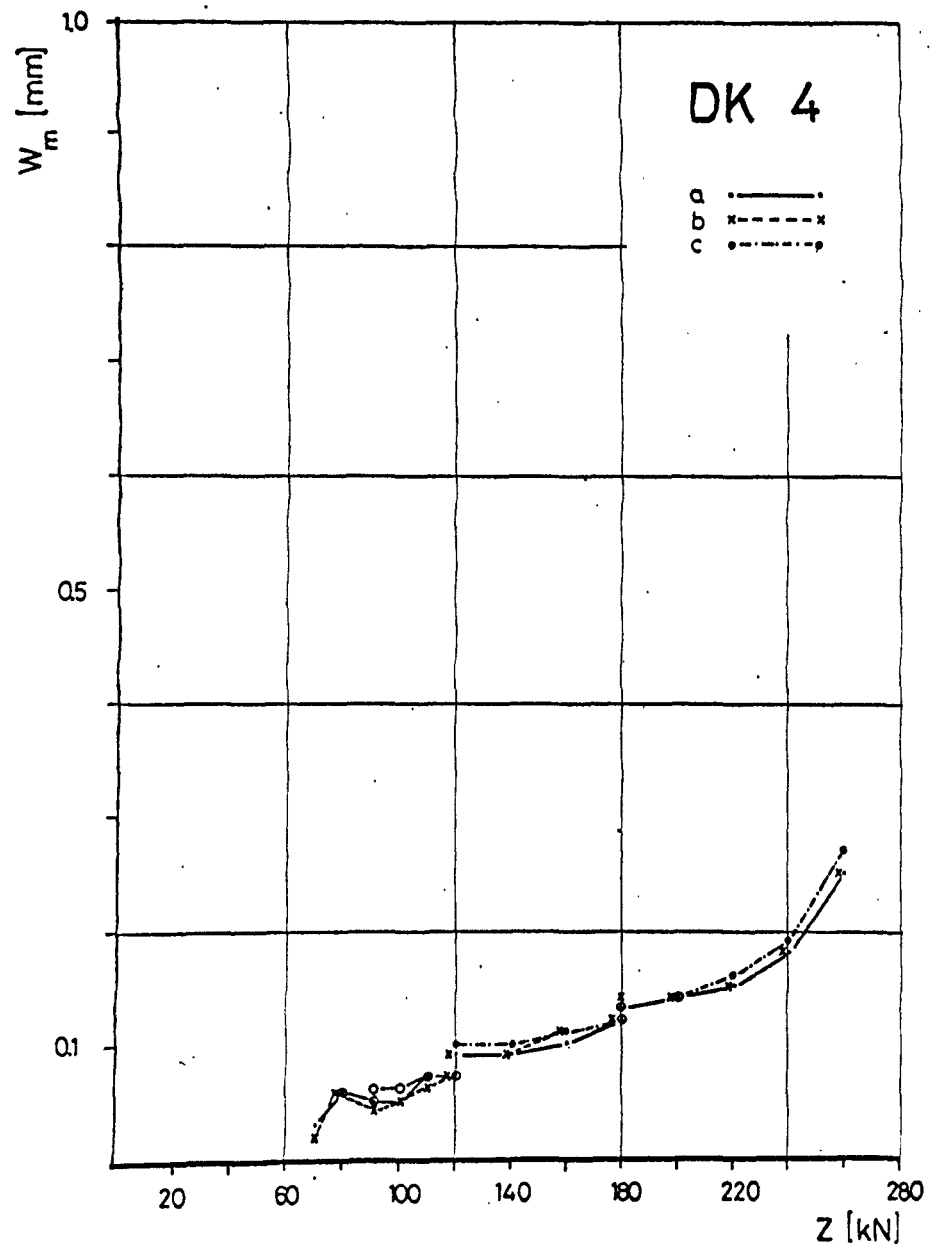


Bild 6.70 Mittlere Rißbreite von DK 4 über die Belastung

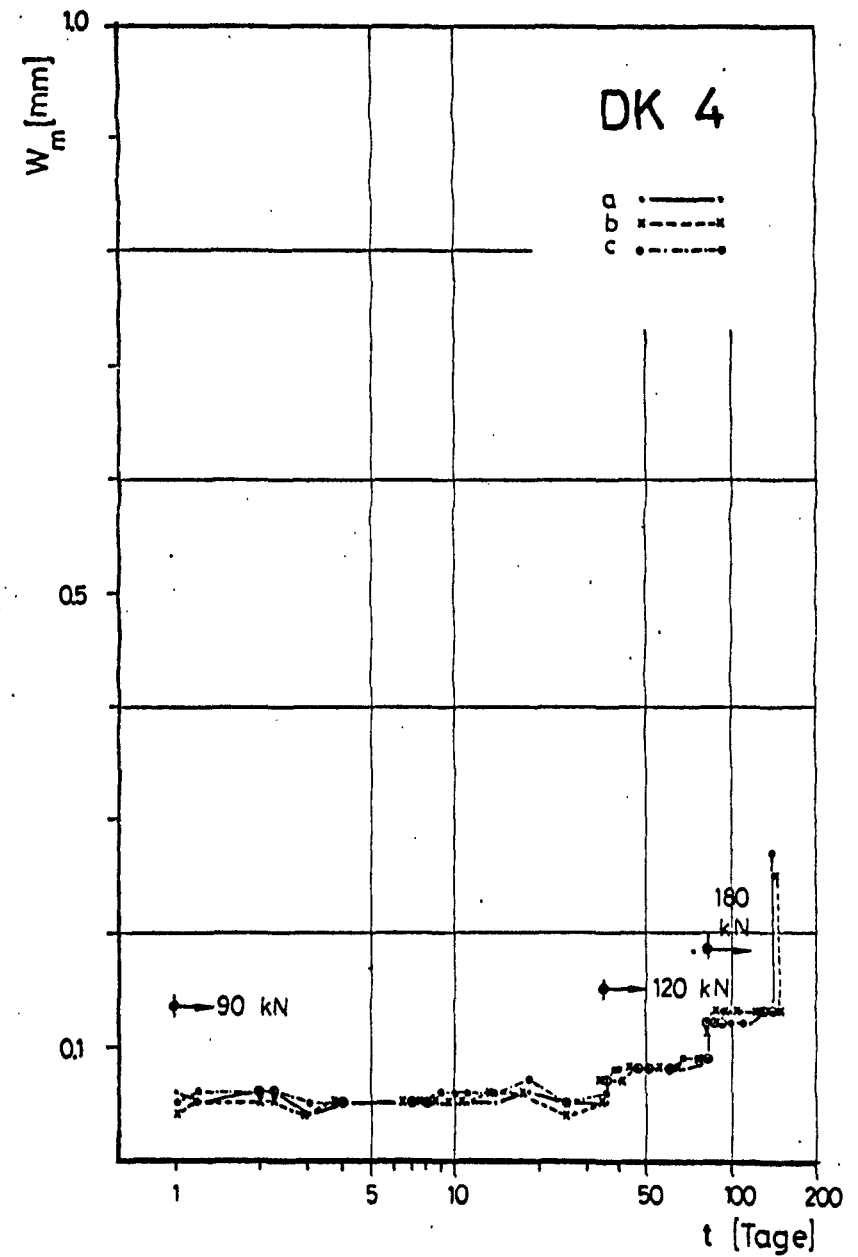


Bild 6.71 Mittlere Rißbreite von DK 4 über die Zeit

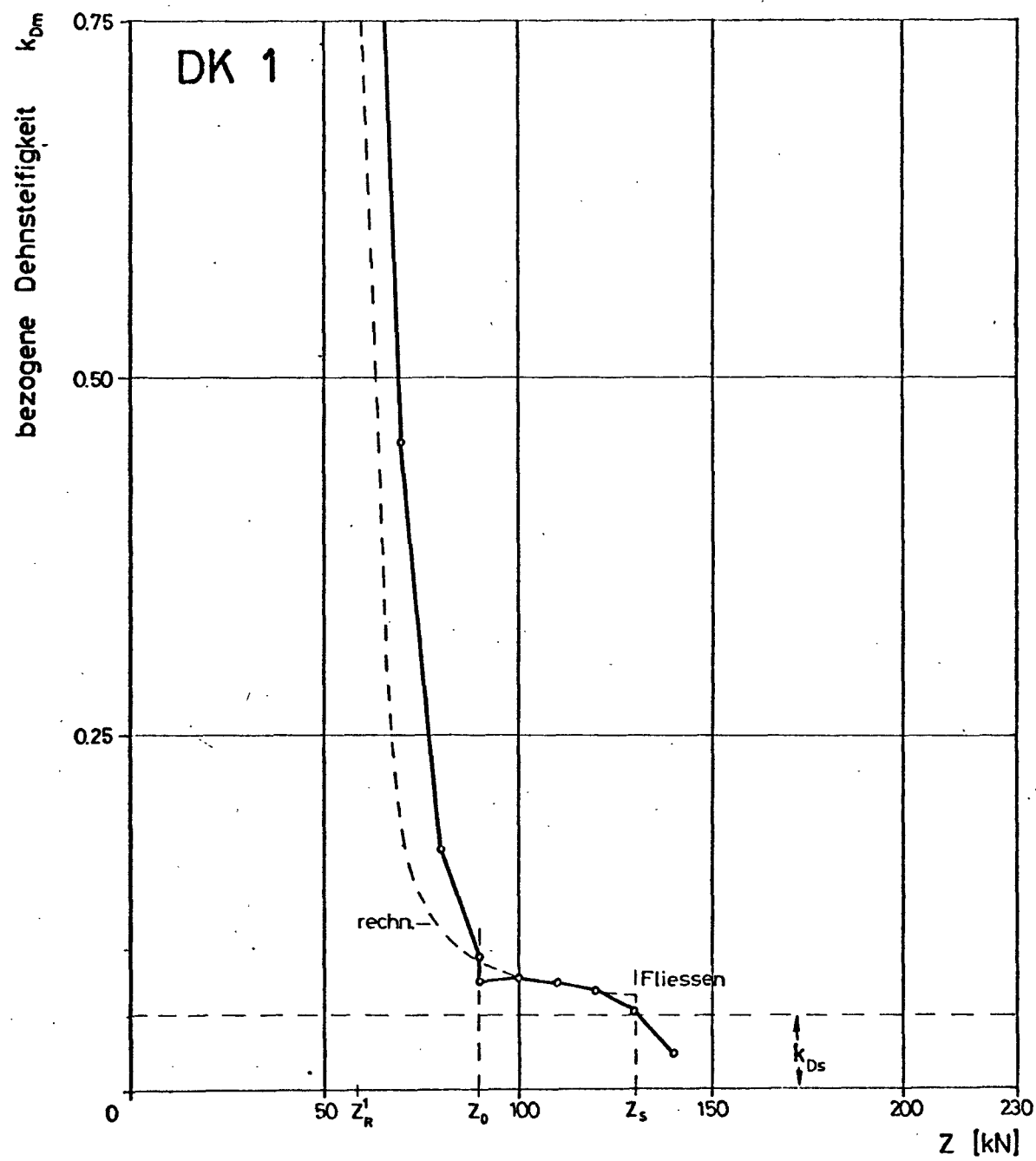


Bild 6.72 Bezogene Dehnsteifigkeit von DK 1
in Abhängigkeit von der Last

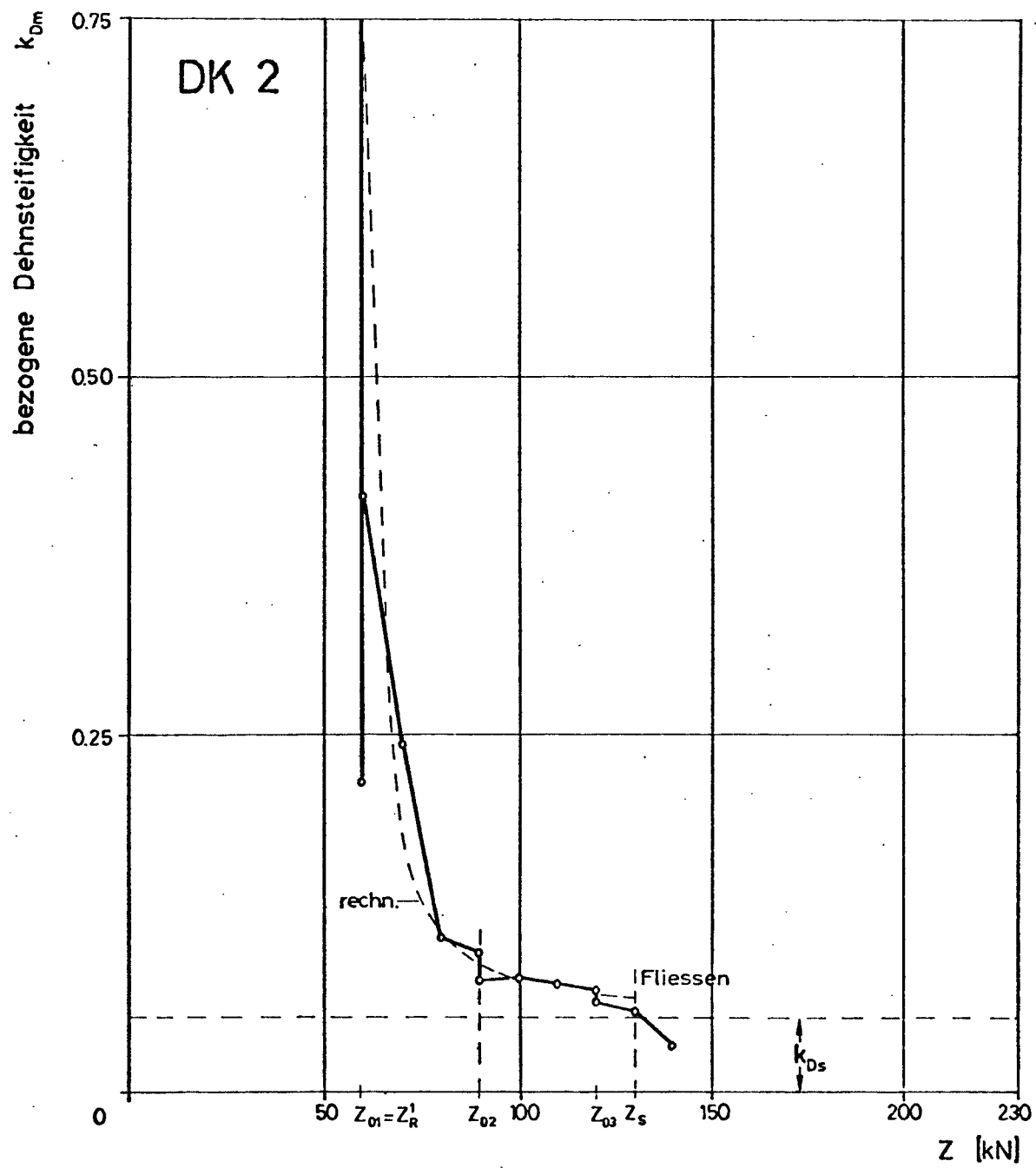


Bild 6.73 Bezogene Dehnsteifigkeit von DK 2 in Abhängigkeit von der Last

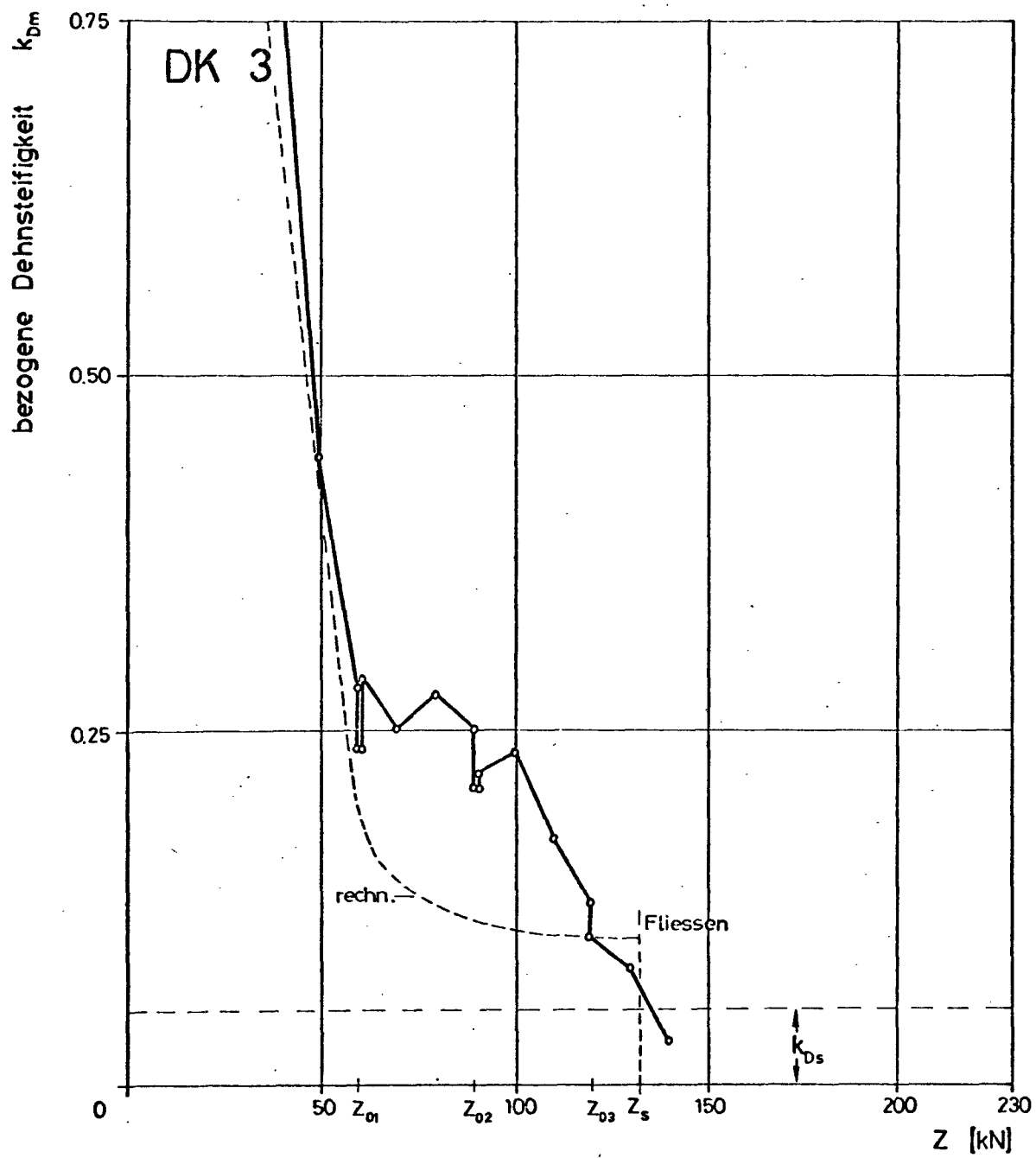


Bild 6.74 Bezogene Dehnsteifigkeit von DK 3 in Abhängigkeit von der Last

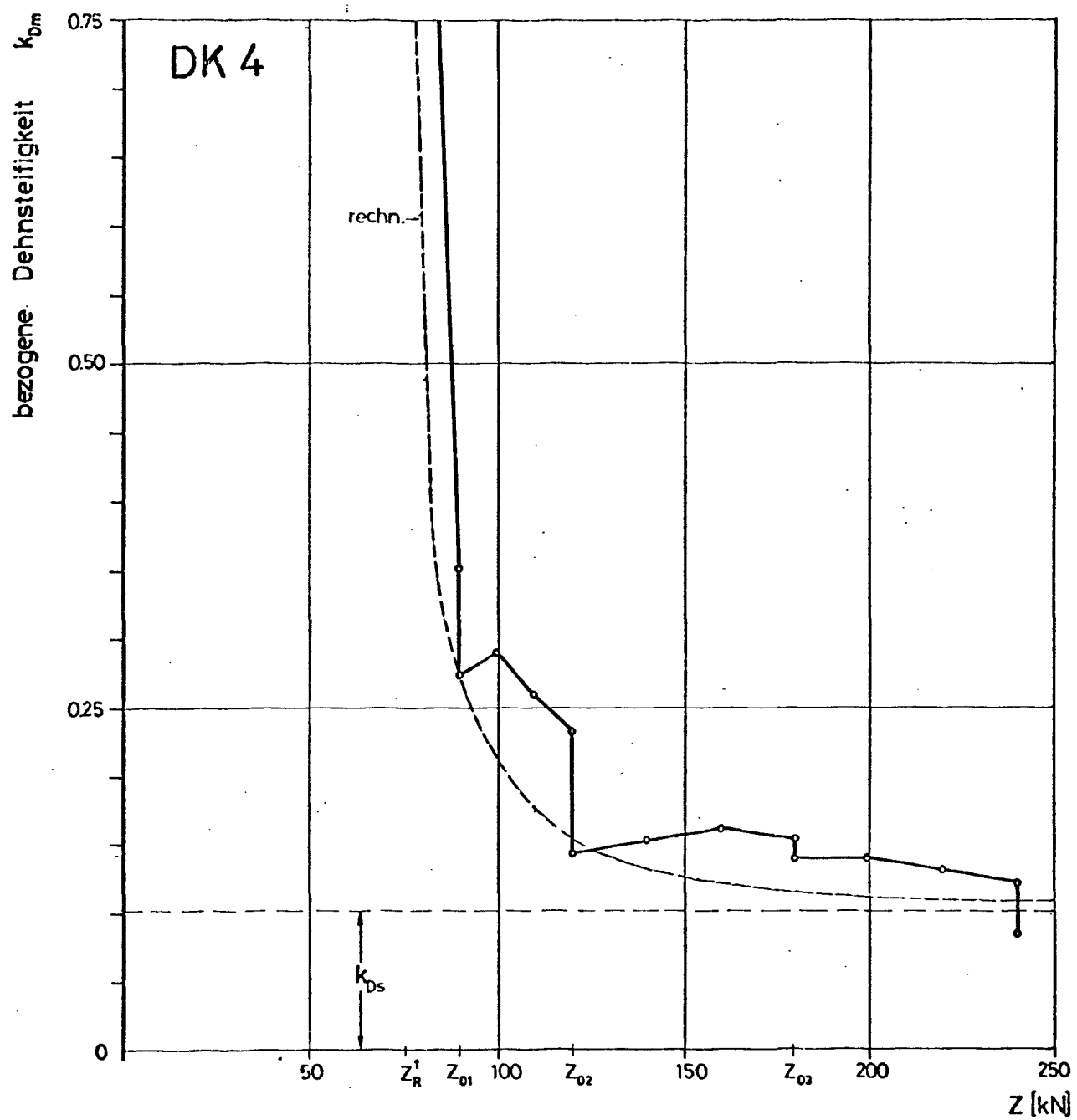


Bild 6.75 Bezogene Dehnsteifigkeit von DK 4 in Abhängigkeit von der Last

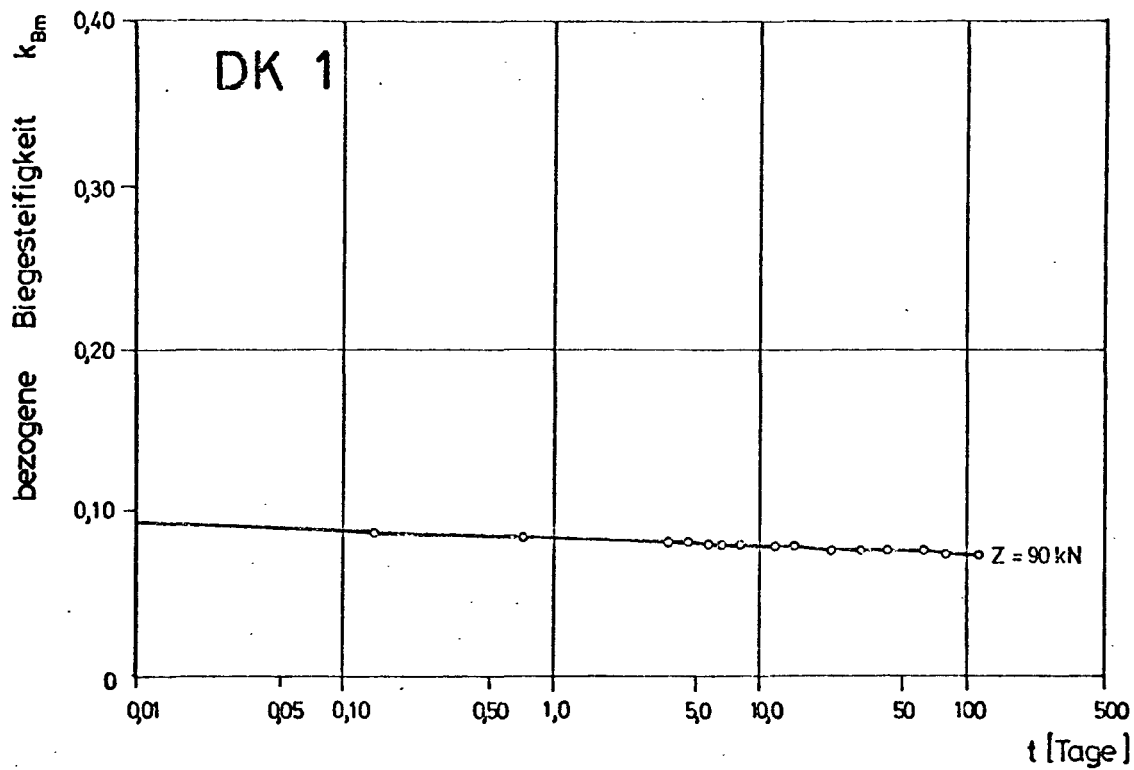


Bild 6.76 Zeitabhängige Veränderung der bezogenen Dehnsteifigkeit von DK 1

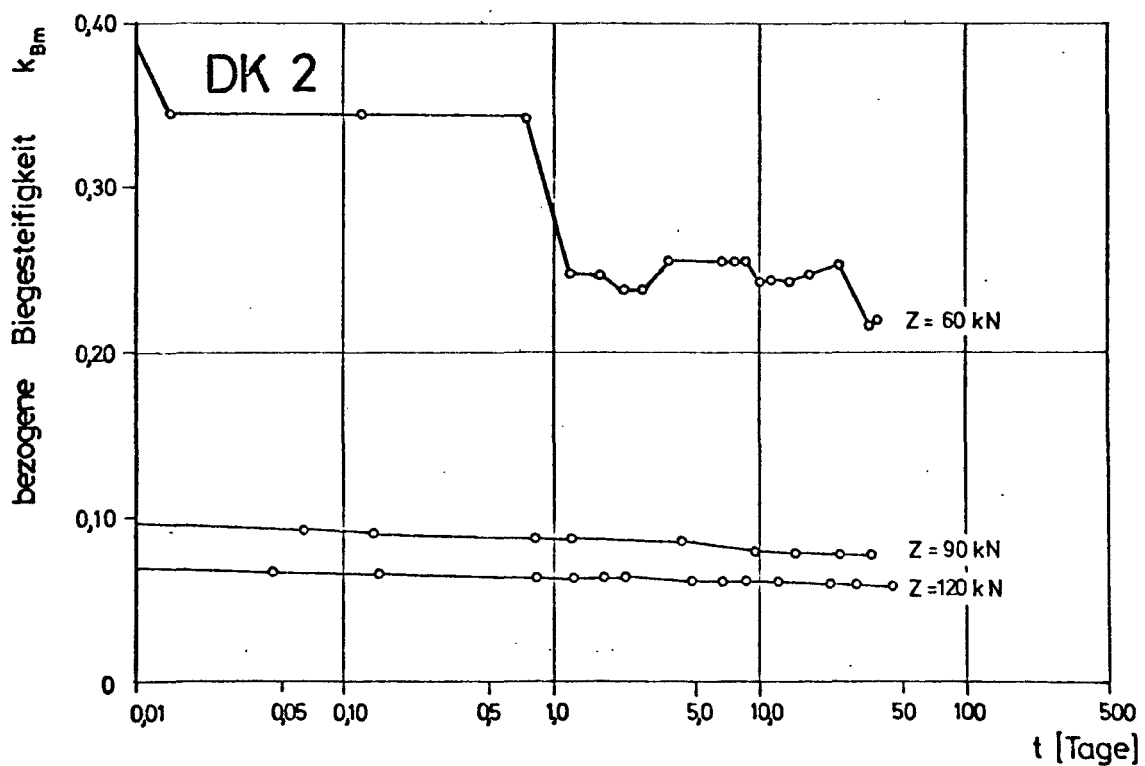


Bild 6.77 Zeitabhängige Veränderung der bezogenen Dehnsteifigkeit von DK 2

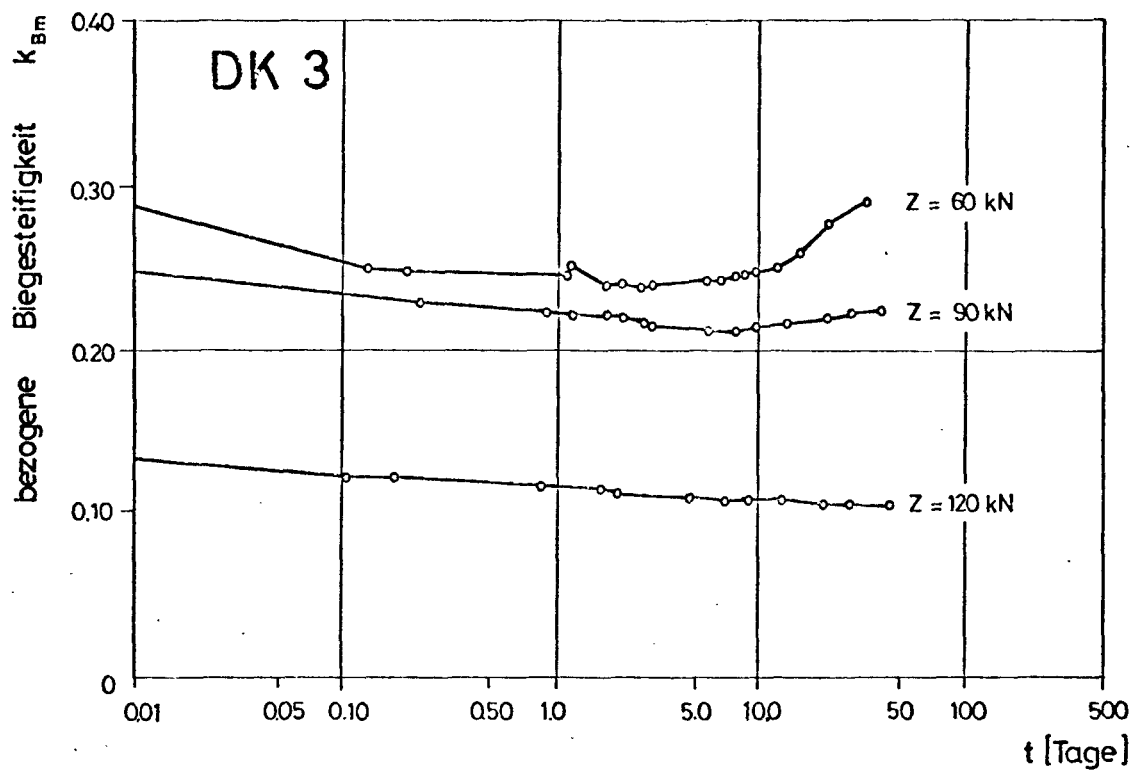


Bild 6.78 Zeitabhängige Veränderung der bezogenen Dehnsteifigkeit von DK 3

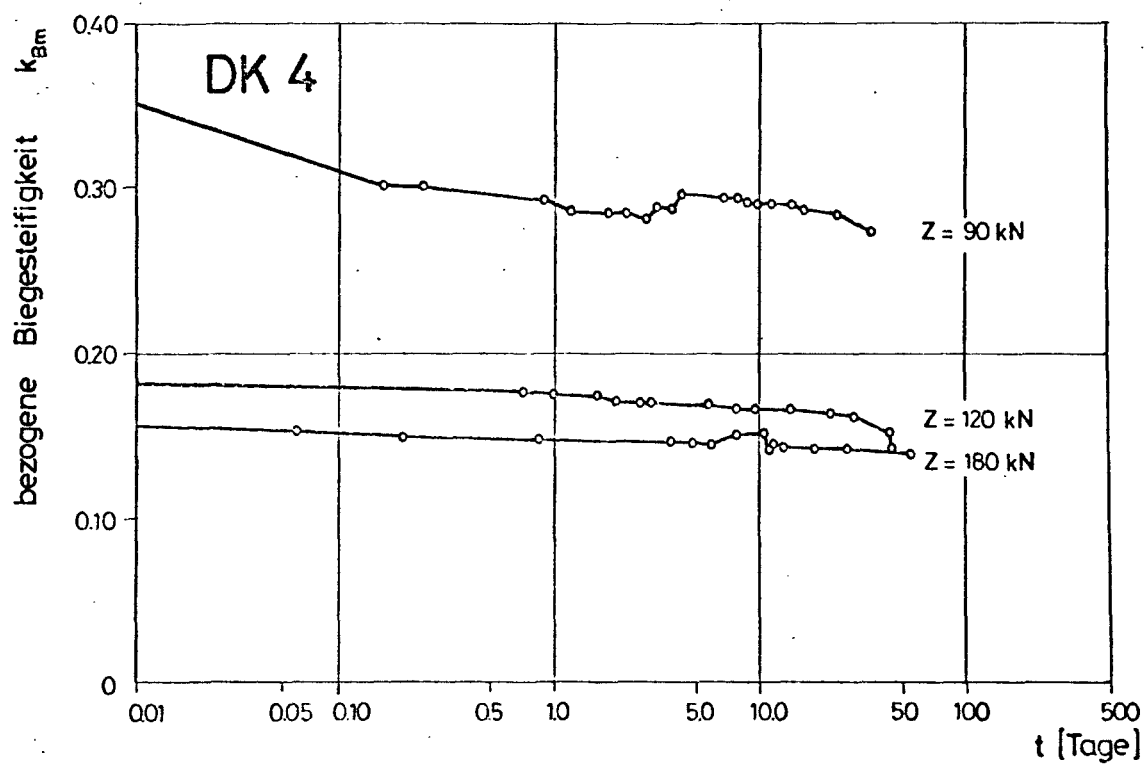


Bild 6.79 Zeitabhängige Veränderung der bezogenen Dehnsteifigkeit von DK 4

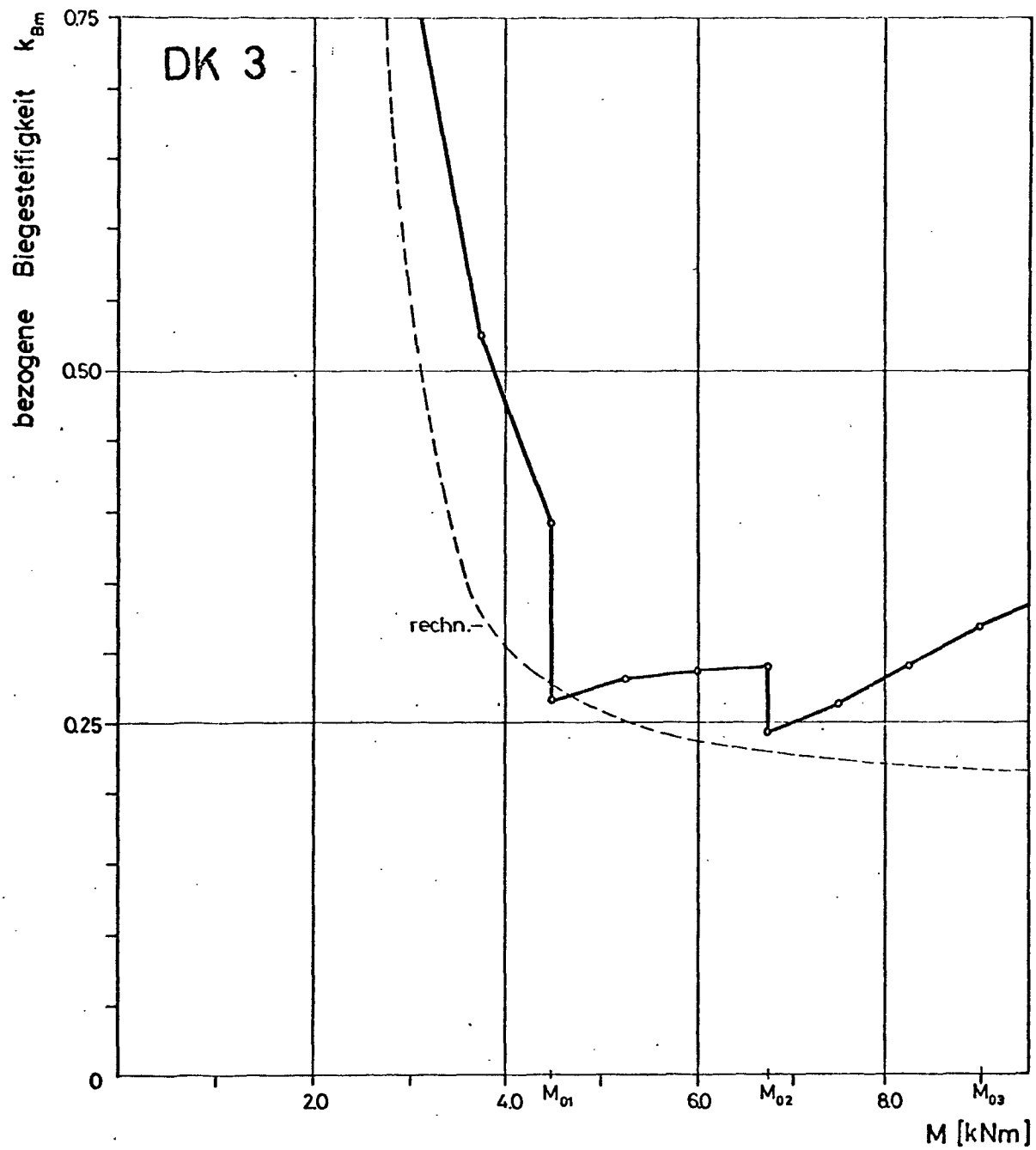


Bild 6.80 Bezogene Biegesteifigkeit von DK 3
in Abhängigkeit vom Moment

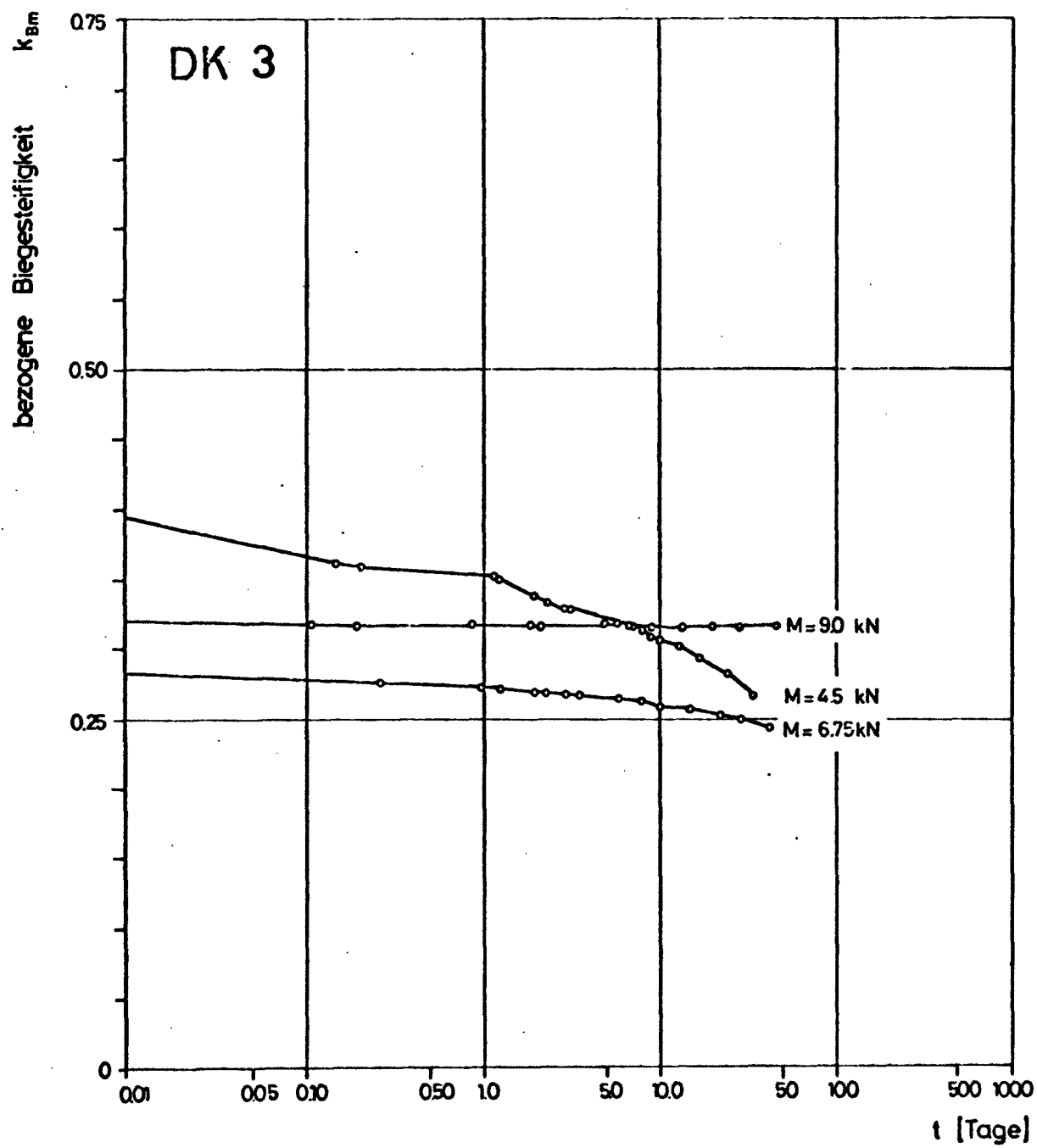


Bild 6.81 Zeitabhängige Veränderung der bezogenen Biegesteifigkeit von DK 3